AGO 1997

NBR 7190

Projeto de estruturas de madeira

ABNT-Associação
Brasileira de
Normas Técnicas

dos métodos de ensaio para determinação de propriedades das madeiras para o projeto de estruturas, dos métodos de ensaio para determinação da resistência de ligações mecânicas das estruturas de madeira, das recomendações sobre a durabilidade das madeiras, dos valores médios usuais de resistência e rigidez de algumas madeiras nativas e de florestamento, e da calibração dos coeficientes de segurança adotados nesta Norma.

Na calibração dos coeficientes de segurança procurou-se fazer com que, para os esforços básicos de solicitações normais, em um primeiro estágio de aplicação, a nova norma conduza a resultados equivalentes aos que se obtinham com a antiga norma.

Quando este estágio tiver sido ultrapassado e o meio técnico nacional puder discutir objetivamente cada um dos valores adotados em função da experiência adquirida com emprego da nova norma, será então possível proceder-se à otimização das condições de segurança no projeto de estruturas de madeira.

Introdução

Esta Norma foi elaborada a partir do trabalho realizado por um grupo de pesquisa formado por docentes da Escola Politécnica e da Escola de Engenharia de São Carlos, ambas da Universidade de São Paulo, ao abrigo de um Projeto Temático patrocinado pela FAPESP-Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo.

1 Objetivo

Esta Norma fixa as condições gerais que devem ser seguidas no projeto, na execução e no controle das estruturas correntes de madeira, tais como pontes, pontilhões, coberturas, pisos e cimbres. Além das regras desta Norma, devem ser obedecidas as de outras normas especiais e as exigências peculiares a cada caso particular.

2 Referências normativas

As normas relacionadas a seguir contêm disposições que, ao serem citadas neste texto, constituem prescrições para esta Norma. As edições indicadas estavam em vigor no momento desta publicação. Como toda norma está sujeita a revisão, recomenda-se àqueles que realizam acordos com base nesta que verifiquem a conveniência de se usarem as edições mais recentes das normas citadas a seguir. A ABNT possui a informação das normas em vigor em um dado momento.

NBR 6118:1980 - Projeto e execução de obras de concreto armado - Procedimento

NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - Procedimento

NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações - Procedimento

NBR 6627:1981 - Pregos comuns e arestas de aço para madeiras - Especificação

NBR 7187:1987 - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento

NBR 7188:1982 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres - Procedimento

NBR 7189:1983 - Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias - Procedimento

NBR 7808:1983 - Símbolos gráficos para projeto de estruturas - Simbologia

NBR 8681:1984 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento

NBR 8800:1986 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (Método dos estados limites) - Procedimento

NBR 10067:1995 - Princípios gerais de representação em desenho técnico - Procedimento

Eurocode nº 5:1991 - Design of Timber Structures

3 Generalidades

3.1 Projeto

As construções a serem executadas total ou parcialmente com madeira devem obedecer a projeto elaborado por profissionais legalmente habilitados.

O projeto é composto por memorial justificativo, desenhos e, quando há particularidades do projeto que interfiram na construção, por plano de execução, empregam-se os símbolos gráficos especificados pela NBR 7808.

Nos desenhos devem constar, de modo bem destacado, a identificação dos materiais a serem empregados.

3.2 Memorial justificativo

O memorial justificativo deve conter os seguintes elementos:

a) descrição do arranjo global tridimensional da estrutura;

b) ações e condições de carregamento admitidas, incluídos os percursos de cargas móveis;

c) esquemas adotados na análise dos elementos estruturais e identificação de suas peças;

d) análise estrutural;

e) propriedades dos materiais;

f) dimensionamento e detalhamento esquemático das peças estruturais;

g) dimensionamento e detalhamento esquemático das emendas, uniões e ligações.

3.3 Desenhos

Os desenhos devem ser elaborados de acordo com o anexo A e com a NBR 10067.

Nos desenhos estruturais devem constar, de modo bem destacado, as classes de resistência das madeiras a serem empregadas.

As peças estruturais devem ter a mesma identificação nos desenhos e no memorial justificativo. Nos desenhos devem estar claramente indicadas as partes do memorial justificativo onde estão detalhadas as peças estruturais representadas.

3.4 Plano de execução

Do plano de execução, quando necessária a sua inclusão no projeto, devem constar, entre outros elementos, as particularidades referentes a:

a) seqüência de execução;

b) juntas de montagem.

3.5 Notações

A notação adotada nesta Norma, no que se refere a estruturas de madeira, é a indicada em 3.5.1 a 3.5.7.

3.5.1 Letras romanas maiúsculas

São as seguintes:

A - área

A_w - área da seção transversal bruta da peça de madeira

A_{wc} - área da parte comprimida de A_w

A_{wt} - área da parte tracionada de A_w

A_0 - área da parte carregada de um bloco de apoio

A_s - área da seção transversal de uma peça metálica

A_{sv} - área da seção transversal de peças metálicas submetidas a corte

A_{sv1} - área da seção transversal de um pino metálico submetido a corte (pino, prego, parafuso)

A_{sn} - área da seção transversal de uma peça metálica submetida a tensões normais (tirantes, montantes)

C - momento de inércia à torção

E - módulo de elasticidade, módulo de deformação longitudinal

E_s - módulo de deformação longitudinal do aço

E_w - módulo de deformação longitudinal da madeira

E_{wp} ou E_{wo} - módulo de deformação longitudinal paralela às fibras da madeira

E_{wn} ou E_{w90} - módulo de deformação longitudinal normal às fibras da madeira

F - ações (em geral), forças (em geral)

F_d - valor de cálculo das ações

F_k - valor característico das ações

G - ação permanente, módulo de deformação transversal

G_d - valor de cálculo da ação permanente

G_k - valor característico da ação permanente

G_w - módulo de deformação transversal da madeira

I - momento de inércia

I_t - momento de inércia à torção

K - coeficiente de rigidez (N/m)

L - vão, comprimento (em substituição a l para evitar confusão com o número 1)

M - momento (em geral, momento fletor)

M_r - momento resistente

M_s - momento solicitante

M_d - valor de cálculo do momento (M_d , M_{rd} , M_{sd})

M_k - valor característico do momento (M_k , M_{rk} , M_{sk})

M_u - valor último do momento

M_{eng} - momento fletor de engastamento perfeito

N - força normal (N_d , N_k , N_u)

Q - ação acidental (variável) (Q_d , Q_k , Q_u)

R - reação de apoio, resultante de tensões, resistência

R_c - resultante das tensões de compressão

R_t - resultante das tensões de tração

S - solicitação, momento estático de área

T - momento de torção

U - umidade

V - força cortante (V_u , V_d , V_k), volume

W - carga do vento, módulo de resistência à flexão

3.5.2 Letras romanas minúsculas

São as seguintes:

a - distância, flecha

b - largura

b_f - largura da mesa das vigas de seção T

b_w - largura da alma das vigas

c - espaçamento

d - diâmetro

e - excentricidade

f - resistência de um material

f_d - valor de cálculo da resistência

f_k - valor característico da resistência

f_m - valor médio da resistência

f_w - resistência da madeira

f_{w0} - resistência da madeira paralelamente às fibras

f_{wc0} - resistência à compressão paralela às fibras

f_{wc90} - resistência à compressão normal às fibras

f_{wt0} - resistência à tração paralela às fibras

f_{wt90} - resistência à tração normal às fibras

f_{wv0} - resistência ao cisalhamento na presença de tensões tangenciais paralelas às fibras

f_{wv90} - resistência ao cisalhamento na presença exclusiva de tensões tangenciais normais às fibras

f_{we0} - resistência de embutimento paralelo às fibras

f_{we90} - resistência de embutimento normal às fibras

f_{wtM} - resistência à tração na flexão

g - carga distribuída permanente (peso específico para evitar confusão com γ coeficiente de segurança

h - altura, espessura

i - raio de giração

k - coeficiente (em geral)

k_{mod} - coeficiente de modificação

ℓ - vão, comprimento (pode ser substituído por L para evitar confusão com o número 1)

m - momento fletor por unidade de comprimento ou largura, massa, valor médio de uma amostra

n - força normal por unidade de comprimento ou largura, número de elementos

q - carga acidental distribuída

r - raio, índice de rigidez = I/L

s - espaçamento, desvio-padrão de uma amostra

t - tempo em geral, espessura de elementos delgados

u - perímetro, componente de deslocamento de um ponto

v - força cortante por unidade de comprimento ou largura, velocidade, componente de deslocamento de um ponto

w - carga de vento distribuída, componente de deslocamento de um ponto

x - coordenada

y - coordenada

z - coordenada, braço de alavanca

3.5.3 Letras gregas minúsculas

São as seguintes:

α (alfa) - ângulo, coeficiente

β (beta) - ângulo, coeficiente, razão

γ (gama) - coeficiente de segurança, peso específico (pode ser substituído por g), deformação tangencial específica

γ_f - coeficiente de ponderação das ações

γ_m - coeficiente de ponderação das resistências dos materiais

γ_s - coeficiente de minoração da resistência do aço

γ_W - coeficiente de minoração da resistência da madeira

δ (delta) - coeficiente de variação

ε (épsilon) - deformação normal específica

ε_w - deformação específica da madeira

ε_{wc} - deformação específica da madeira comprimida

ε_{wcc} - deformação específica por fluência da madeira comprimida

ε_{wt} - deformação específica da madeira tracionada

ε_{wtc} - deformação específica por fluência da madeira tracionada

ε_{wn} (ε_{w90}) - deformação específica normal às fibras

ε_{wp} (ε_{w0}) - deformação específica paralela às fibras

ε_{ws} - deformação específica de retração por secagem da madeira

ζ (zeta) - coordenada adimensional (z/L)

η (eta) - razão, coeficiente, coordenada adimensional (y/L)

θ (theta) - rotação, ângulo

λ (lambda) - índice de esbeltez = L_o/i

μ (mü) - coeficiente de atrito, momento fletor relativo adimensional, média de uma população

ν (nü) - coeficiente de Poisson, força normal relativa adimensional

ξ (csi) - coordenada relativa (x/L)

ο (ómicron) - deve ser evitada

π (pi) - emprego matemático apenas

ρ (ro) - massa específica (densidade)

ρ_{bas} - densidade básica

σ (sigma) - tensão normal (σ_d, σ_k, σ_u), desvio-padrão de uma população

τ (tau) - tensão tangencial (τ_d, τ_k, τ_u)

τ_w - tensão tangencial na alma da viga

υ (üpsilon) - deve ser evitada

ψ (psi) - coeficiente

ω (omega) - coeficiente, velocidade angular

3.5.4 Índices gerais

São os seguintes:

- b - aderência
- c - concreto, compressão, fluência
- d - de cálculo
- ef - efetivo
- f - mesa da viga de seção T
- i - inicial, núcleo
- j - número
- k - característico
- m - material, média
- p - pino, prego ou parafuso
- s - aço, retração
- t - tração, torção, transversal
- u - último
- v - cisalhamento
- w - madeira, vento, alma das vigas
- y - escoamento dos aços

3.5.5 Índices formados por abreviações

São os seguintes:

- adm - admissível
- amb - ambiente
- anel - anel
- cav - cavilha
- cal - calculado
- cri - crítico
- eng - engastamento
- eq - equilíbrio (para umidade)
- esp - especificado
- est - estimado
- exc - excepcional
- ext - externo
- inf - inferior
- int - interno
- lat - lateral
- lim - limite
- máx. - máximo
- mín. - mínimo
- sup - superior
- tot - total
- var - variável
- vig - viga

3.5.6 Índices especiais

São os seguintes:

- br - contraventamento (bracing)
- ef - valores efetivos; valores existentes
- eq - equilíbrio
- t - tempo
- C - classe de utilização
- G - valores decorrentes de ações permanentes

M - valores na flexão

Q - valores decorrentes de ações variáveis

R - valores resistentes (pode ser substituído por r)

S - valores solicitantes (pode ser substituído por s)

T - temperatura

3.5.7 Simplificação

Quando não houver motivo para dúvidas, os símbolos devem ser empregados com o menor número possível de índices.

Assim, o índice w para madeira, freqüentemente pode ser eliminado.

4 Hipóteses básicas de segurança

4.1 Requisitos básicos de segurança

4.1.1 Situações previstas de carregamento

Toda estrutura deve ser projetada e construída de modo a satisfazer aos seguintes requisitos básicos de segurança:

a) com probabilidade aceitável, ela deve permanecer adequada ao uso previsto, tendo-se em vista o custo de construção admitido e o prazo de referência da duração esperada;

b) com apropriado grau de confiabilidade, ela deve suportar todas as ações e outras influências que podem agir durante a construção e durante a sua utilização, a um custo razoável de manutenção.

4.1.2 Situações não previstas de carregamento

Na eventual ocorrência de ações excepcionais, como explosão, impacto de veículos ou ações humanas impróprias, os danos causados à estrutura não devem ser desproporcionais às causas que os provocaram.

Os danos potenciais devem ser evitados ou reduzidos pelo emprego de concepção estrutural adequada e de detalhamento eficiente das peças estruturais e de suas uniões e ligações.

4.1.3 Aceitação da madeira para execução da estrutura

A aceitação da madeira para execução da estrutura fica subordinada à conformidade de suas propriedades de resistência aos valores especificados no projeto.

4.1.4 Aceitação da estrutura

Satisfeitas as condições de projeto e de execução desta Norma, a estrutura poderá ser aceita automaticamente por seu proprietário. Quando não houver a aceitação automática, a decisão a ser tomada será baseada na revisão do projeto e, eventualmente, em ensaios dos materiais empregados ou da própria estrutura.

4.2 Estados limites

4.2.1 Estados limites de uma estrutura

Estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenhos inadequados às finalidades da construção.

4.2.2 Estados limites últimos

Estados que por sua simples ocorrência determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção.

No projeto, usualmente devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:

a) perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como corpo rígido;

b) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;

c) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;

d) instabilidade por deformação;

e) instabilidade dinâmica (ressonância).

4.2.3 Estados limites de utilização

Estados que por sua ocorrência, repetição ou duração causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da construção.

No projeto, usualmente devem ser considerados os estados limites de utilização caracterizados por:

a) deformações excessivas, que afetem a utilização normal da construção, comprometam seu aspecto estético, prejudiquem o funcionamento de equipamentos ou instalações ou causem danos aos materiais de acabamento ou às partes não estruturais da construção;

b) vibrações de amplitude excessiva que causem desconforto aos usuários ou causem danos à construção ou ao seu conteúdo.

4.3 Condições de segurança

A segurança da estrutura em relação a possíveis estados limites será garantida pelo respeito às condições construtivas especificadas por esta Norma e, simultaneamente, pela obediência às condições analíticas de segurança expressas por

$$S_d \le R_d$$

onde a solicitação de cálculo S_d e a resistência de cálculo R_d são determinadas em função dos valores de cálculo de suas respectivas variáveis básicas de segurança.

Em casos especiais, permite-se tomar a resistência de cálculo R_d como uma fração da resistência característica R_k estimada experimentalmente, sendo

$$R_d = k_{mod} \frac{R_k}{\gamma_w}$$

com os valores de k_{mod} e γ_w especificados em 6.4.4 e 6.4.5, respectivamente.

5 Ações

5.1 Definições

5.1.1 Tipos de ações

As ações são as causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. As forças são consideradas como ações diretas e as deformações impostas como ações indiretas.

As ações podem ser:

a) ações permanentes, que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção;

b) ações variáveis, que ocorrem com valores cuja variação é significativa durante a vida da construção;

c) ações excepcionais, que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas no projeto de determinadas estruturas.

5.1.2 Cargas acidentais

As cargas acidentais são as ações variáveis que atuam nas construções em função de seu uso (pessoas, mobiliário, veículos, vento, etc).

5.1.3 Combinações de ações

As ações permanentes são consideradas em sua totalidade. Das ações variáveis, são consideradas apenas as parcelas que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança.

As ações variáveis móveis devem ser consideradas em suas posições mais desfavoráveis para a segurança.

A aplicação de ações variáveis ao longo da estrutura pode ser feita de acordo com regras simplificadas, estabelecidas em normas que consideram determinados tipos particulares de construção.

As ações incluídas em cada combinação devem ser consideradas com seus valores representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação das ações.

5.1.4 Classes de carregamento

Um carregamento é especificado pelo conjunto das ações que têm probabilidade não desprezível de atuação simultânea. Em cada tipo de carregamento as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de serem determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

A classe de carregamento de qualquer combinação de ações é definida pela duração acumulada prevista para a ação variável tomada como a ação variável principal na combinação considerada. As classes de carregamento estão especificadas na tabela 1 .

5.2 Carregamentos

5.2.1 Carregamento normal

Um carregamento é normal quando inclui apenas as ações decorrentes do uso previsto para a construção.

Admite-se que um carregamento normal corresponda à classe de carregamento de longa duração, podendo ter duração igual ao período de referência da estrutura. Ele sempre deve ser considerado na verificação da segurança, tanto em relação a estados limites últimos quanto em relação a estados limites de utilização.

Em um carregamento normal, as eventuais ações de curta ou média duração terão seus valores atuantes reduzidos, a fim de que a resistência da madeira possa ser considerada como correspondente apenas às ações de longa duração.

5.2.2 Carregamento especial

Um carregamento é especial quando inclui a atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especiais, cujos efeitos superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações consideradas no carregamento normal.

Admite-se, de acordo com 5.1.4, que um carregamento especial corresponda à classe de carregamento definida pela duração acumulada prevista para a ação variável especial considerada.

5.2.3 Carregamento excepcional

Um carregamento é excepcional quando inclui ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos.

Admite-se, de acordo com 5.1.4, que um carregamento excepcional corresponda à classe de carregamento de duração instantânea.

5.2.4 Carregamento de construção

Um carregamento de construção é transitório e deve ser definido em cada caso particular em que haja risco de ocorrência de estados limites últimos já durante a construção.

Admite-se, de acordo com 5.1.4, que um carregamento de construção corresponda à classe de carregamento definida pela duração acumulada da situação de risco.

5.3 Situações de projeto

5.3.1 Situações a considerar

Em princípio, no projeto das estruturas, podem ser consideradas as seguintes situações de projeto: situações duradouras, situações transitórias e situações excepcionais.

Para cada estrutura particular devem ser especificadas as situações de projeto a considerar, não sendo necessário levar em conta as três possíveis situações de projeto em todos os tipos de construção.

Tabela 1 - Classes de carregamento

Classe de carregamento	Ação variável principal da combinação	
	Duração acumulada	Ordem de grandeza da duração acumulada da ação característica
Permanente	Permanente	Vida útil da construção
Longa duração	Longa duração	Mais de seis meses
Média duração	Média duração	Uma semana a seis meses
Curta duração	Curta duração	Menos de uma semana
Duração instantânea	Duração instantânea	Muito curta

5.3.2 Situações duradouras

As situações duradouras são as que podem ter duração igual ao período de referência da estrutura.

As situações duradouras são consideradas no projeto de todas as estruturas.

Nas situações duradouras, para a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos consideram-se apenas as combinações últimas normais de carregamento e, para os estados limites de utilização, as combinações de longa duração (combinações quase permanentes) ou as combinações de média duração (combinações freqüentes).

5.3.3 Situações transitórias

As situações transitórias são as que têm duração muito menor que o período de vida da construção.

As situações transitórias são consideradas apenas para as estruturas de construções que podem estar sujeitas a algum carregamento especial, que deve ser explicitamente especificado para o seu projeto.

Nas situações transitórias, em geral é considerada apenas a verificação relativa a estados limites últimos.

Em casos especiais, pode ser exigida a verificação da segurança em relação a estados limites de utilização, considerando combinações de ações de curta duração (combinações raras) ou combinações de duração média (combinações especiais).

5.3.4 Situações excepcionais

As situações excepcionais têm duração extremamente curta. Elas são consideradas somente na verificação da segurança em relação a estados limites últimos.

As situações excepcionais de projeto somente devem ser consideradas quando a segurança em relação às ações excepcionais contempladas não puder ser garantida de outra forma, como o emprego de elementos físicos de proteção da construção, ou a modificação da concepção estrutural adotada.

As situações excepcionais devem ser explicitamente especificadas para o projeto das construções particulares para as quais haja necessidade dessa consideração.

5.4 Valores representativos das ações

5.4.1 Valores característicos das ações variáveis

Os valores característicos F_k das ações variáveis são os especificados pelas diversas normas brasileiras referentes aos diferentes tipos de construção.

Quando não existir regulamentação específica, um valor característico nominal deverá ser fixado pelo proprietário da obra ou por seu representante técnico para isso qualificado.

Para as ações variáveis entende-se que F_k seja o valor característico superior.

5.4.2 Valores característicos dos pesos próprios

Os valores característicos G_k dos pesos próprios da estrutura são calculados com as dimensões nominais da estrutura e com o valor médio do peso específico do material considerado. A madeira é considerada com umidade U = 12%.

Quando o valor do peso específico for determinado a partir da densidade básica, definida em 6.1.2, devem ser consideradas as correções incluídas naquela seção.

5.4.3 Valores característicos de outras ações permanentes

Para outras ações permanentes que não o peso próprio da estrutura, podem ser definidos dois valores, o valor característico superior $G_{k,sup}$, maior que o valor médio G_m, e o valor característico inferior $G_{k,inf}$, menor que o valor médio G_m.

Em geral, no projeto é considerado apenas o valor característico superior $G_{k,sup}$. O valor característico inferior $G_{k,inf}$ é considerado apenas nos casos em que a segurança diminui com a redução da ação permanente aplicada, como quando a ação permanente tem um efeito estabilizante.

5.4.4 Valores reduzidos de combinação ($\psi_0 F_k$)

Os valores reduzidos de combinação são determinados a partir dos valores característicos pela expressão $\psi_0 F_k$ e são empregados nas condições de segurança relativas a estados limites últimos, quando existem ações variáveis de diferentes naturezas.

Os valores $\psi_0 F_k$ levam em conta que é muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea de duas ações características de naturezas diferentes, ambas com seus valores característicos. Por isto, em cada combinação de ações, uma ação característica variável é considerada como a principal, entrando com seu valor característico F_k, e as demais ações variáveis de naturezas diferentes entram com seus valores reduzidos de combinação $\psi_0 F_k$.

5.4.5 Valores reduzidos de utilização

Na verificação da segurança relativa a estados limites de utilização, as ações variáveis são consideradas com valores correspondentes às condições de serviço, empregando-se os valores freqüentes, ou de média duração, calculados pela expressão $\psi_1 F_k$, e os valores quase permanentes, ou de longa duração, calculados pela expressão $\psi_2 F_k$.

5.4.6 Fatores de combinação e fatores de utilização

Os valores usuais estão especificados na tabela 2.

5.5 Ações nas estruturas de madeira

5.5.1 Ações usuais

No projeto das estruturas correntes de madeira devem ser consideradas as ações seguintes, além de outras que possam agir em casos especiais:

a) carga permanente;

b) cargas acidentais verticais;

c) impacto vertical;

d) impacto lateral;

e) forças longitudinais;

f) força centrífuga;

g) vento.

As cargas acidentais verticais e seus efeitos dinâmicos, representados pelo impacto vertical, impacto lateral, forças longitudinais e força centrífuga, devem ser considerados como componentes de uma mesma ação variável.

As cargas acidentais verticais e a ação do vento devem ser consideradas como ações variáveis de naturezas diferentes, sendo muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea de ambas, com seus respectivos valores característicos.

5.5.2 Cargas permanentes

A carga permanente é constituída pelo peso próprio da estrutura e pelo peso das partes fixas não estruturais.

Na avaliação do peso próprio da estrutura, admite-se que a madeira esteja na classe 1 de umidade, definida em 6.1.5.

Na falta de determinação experimental específica, permite-se adotar os valores da densidade aparente indicadas em 6.3.5 para as diferentes classes de resistência da madeira. O peso próprio real, avaliado depois do dimensionamento final da estrutura, não deve diferir de mais de 10 do peso próprio inicialmente admitido no cálculo.

Nas estruturas pregadas ou parafusadas, o peso próprio das peças metálicas de união pode ser estimado em 3% do peso próprio da madeira.

Tabela 2 - Fatores de combinação e de utilização

Ações em estruturas correntes	ψ_0	ψ_1	ψ_2
- Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
- Pressão dinâmica do vento	0,5	0,2	0
Cargas acidentais dos edifícios	ψ_0	ψ_1	ψ_2
- Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,4	0,3	0,2
- Locais onde há predominância de pesos de equipamentos fixos, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
- Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	ψ_0	ψ_1	ψ_2
- Pontes de pedestres	0,4	0,3	0,2 [1)]
- Pontes rodoviárias	0,6	0,4	0,2 [1)]
- Pontes ferroviárias (ferrovias não especializadas)	0,8	0,6	0,4 [1)]

[1)] Admite-se $\psi_2 = 0$ quando a ação variável principal corresponde a um efeito sísmico.

5.5.3 Cargas acidentais verticais

As cargas acidentais verticais são consideradas como de longa duração.

As cargas acidentais são fixadas pelas NBR 6120, NBR 7187, NBR 7188 e NBR 7189, ou por outras normas que venham a se estabelecer para casos especiais, e devem ser dispostas nas posições mais desfavoráveis para a estrutura.

5.5.4 Impacto vertical

Nas pontes, para se levar em conta o acréscimo de solicitações devido ao impacto vertical, os valores característicos das cargas móveis verticais devem ser multiplicados pelo coeficiente

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L}$$

onde L , no caso de vigas, é o vão teórico do tramo da ponte em metros e, no caso de placas, é o menor de seus dois vãos teóricos, sendo:

$\alpha = 50$ - em pontes ferroviárias;

$\alpha = 20$ - em pontes rodoviárias com soalho de madeira;

$\alpha = 12$ - em pontes rodoviárias com soalho revestido de concreto ou asfalto.

Não se considera o impacto vertical nos encontros, pilares maciços e fundações, nem nos passeios das pontes, como especificado pela NBR 7187.

A fim de se levar em conta a maior resistência da madeira para cargas de curta duração, na verificação da segurança em relação a estados limites últimos, os acréscimos de solicitação nas peças de madeira devidas ao impacto vertical serão multiplicados por 0,75 , conforme estabelece em 5.2.1 .

Nas peças metálicas, inclusive nos elementos de ligação, será considerada a totalidade dos esforços devidos ao impacto vertical.

5.5.5 Impacto lateral

O impacto lateral, só considerado nas pontes ferroviárias, é equiparado a uma força horizontal normal ao eixo da linha e atuando no topo do trilho como carga móvel concentrada. Em pontes em curva, não se soma o efeito do impacto lateral ao da força centrífuga, devendo considerar-se, entre os dois, apenas o que produzir maiores solicitações.

O impacto lateral em princípio é uma carga de curta duração.

De acordo com 5.2.1, para se levar em conta a maior resistência da madeira sob ação de cargas de curta duração, o impacto lateral é considerado como se fosse uma carga de longa duração e na verificação da segurança em relação a estados limites últimos, os acréscimos de solicitação nas peças de madeira devidos ao impacto lateral serão multiplicados por 0,75.

Nas peças metálicas, inclusive nos elementos de ligação será considerada a totalidade dos esforços devidos ao impacto lateral.

5.5.6 Força longitudinal

Nas pontes ferroviárias, a força longitudinal devida à aceleração ou à frenação do trem será considerada com o valor característico convencional igual ao maior dos seguintes valores: 15% da carga móvel para frenação, ou 25% do peso total sobre os eixos motores para o esforço de aceleração.

A força longitudinal será considerada aplicada, sem impacto, no centro de gravidade do trem, suposto 2,4 m acima do topo dos trilhos.

No caso de via múltipla, a força longitudinal deve ser considerada em apenas uma das linhas.

Nas pontes rodoviárias, a força longitudinal será considerada com o valor característico convencional igual ao maior dos seguintes valores: 5% do carregamento total do tabuleiro com carga móvel uniformemente distribuída, ou, para cada via de tráfego, 30% do peso do caminhão-tipo. Esta força longitudinal deve ser aplicada, sem impacto, a 2,0 m acima da superfície de rolamento.

A força longitudinal em princípio é uma carga de curta duração.

De acordo com 5.2.1, para se levar em conta a maior resistência da madeira sob ação de cargas de curta duração, a força longitudinal é considerada como se fosse uma carga de longa duração e na verificação da segurança em relação a estados limites últimos, os acréscimos de solicitação nas peças de madeira devidos à força longitudinal serão multiplicados por 0,75.

Nas peças metálicas, inclusive nos elementos de ligação, será considerada a totalidade dos esforços devidos à força longitudinal.

5.5.7 Força centrífuga

Nas pontes ferroviárias em curva, a força centrífuga será considerada atuando no centro de gravidade do trem, suposto a 1,6 m acima do topo dos trilhos, e será avaliada em porcentagem da carga móvel, acrescida do impacto vertical, com os seguintes valores característicos convencionais:

- 12% para curvas de raio $R \le 1\,000$ m e $\frac{12\,000\%}{R}$ para $R > 1\,000$ m, em pontes para bitola larga (1,60 m);

- 8% para $R \le 600$ m e $\frac{4\,800\%}{R}$ para $R > 600$ m, em pontes para bitola métrica (1,00 m).

Nas pontes rodoviárias em curva, a força centrífuga será considerada atuando no centro de gravidade do caminhão tipo, suposto 2,0 m acima da superfície de rolamento, e será tomada com o valor característico convencional igual a 20% do peso deste veículo, por via de tráfego, para raios até 300 m e para valores maiores, pela relação $\frac{6\,000\%}{R}$. O peso do veículo é considerado com impacto vertical.

A força centrífuga em princípio é uma carga de curta duração.

De acordo com 5.2.1, para se levar em conta a maior resistência da madeira sob ação de cargas de curta duração, na verificação da segurança em relação a estados limites últimos, os acréscimos de solicitação nas peças de madeira devidos à força centrífuga serão multiplicados por 0,75 .

Nas peças metálicas, inclusive nos elementos de ligação, será considerada a totalidade dos esforços devidos à força centrífuga.

5.5.8 Vento

A ação do vento, agindo com seu valor característico, em princípio é uma carga de curta duração.

A ação do vento sobre as edificações deve ser considerada de acordo com a NBR 6123.

A ação do vento sobre os veículos e pedestres nas pontes deve ser considerada da seguinte forma:

a) o esforço do vento sobre o trem, nas pontes ferroviárias, será fixado com o valor característico convencional de 3 kN/m, aplicado a 2,4 m acima do topo dos trilhos, no caso de bitola larga (1,60 m) e a 2,0 m acima do topo dos trilhos, no caso de bitola métrica (1,00);

b) o esforço do vento sobre os veículos, nas pontes rodoviárias, será fixado com o valor característico nominal de 2 kN/m, aplicado a 1,2 m acima da superfície de rolamento;

c) nas pontes para pedestres, o vento sobre estes será fixado com o valor característico convencional de 1,8 kN/m, aplicado a 0,85 m acima do piso.

De acordo com 5.2.1, para se levar em conta a maior resistência da madeira sob ação de cargas de curta duração, na verificação da segurança em relação a estados limites últimos, apenas na combinação de ações de longa duração em que o vento representa a ação variável principal, as solicitações nas peças de madeira devidas à ação do vento serão multiplicadas por 0,75 .

Nas peças metálicas, inclusive nos elementos de ligação, será considerada a totalidade dos esforços devidos à ação do vento.

5.5.9 Carga no guarda-corpo

A carga no guarda-corpo é considerada de curta duração.

No guarda-corpo das pontes admite-se que possa atuar uma força horizontal distribuída, com valor característico nominal de 1 kN/m.

5.5.10 Carga no guarda-roda

A carga no guarda-roda das pontes rodoviárias é considerada de curta duração e os seus valores são os estabelecidos pelas normas específicas correspondentes.

5.6 Valores de cálculo das ações

5.6.1 Definição

Os valores de cálculo F_d das ações são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f.

5.6.2 Composição dos coeficientes de ponderação das ações

Quando se consideram estados limites últimos, os coeficientes γ_f de ponderação das ações podem ser tomados como o produto de dois outros γ_{f1} e γ_{f3} (o coeficiente de combinação ψ_0 faz o papel do terceiro coeficiente, que seria indicado por γ_{f2}).

O coeficiente parcial γ_{f1} leva em conta a variabilidade das ações e o coeficiente γ_{f3} considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado.

Tendo em vista as diversas ações levadas em conta no projeto, o índice do coeficiente γ_f pode ser alterado para identificar a ação considerada, resultando os símbolos γ_g, γ_q, γ_ε, (γ_G, γ_Q, γ_ε), respectivamente para as ações permanentes, para as ações diretas variáveis e para os efeitos das deformações impostas (ações indiretas).

5.6.3 Estados limites de utilização

Quando se consideram estados limites de utilização, os coeficientes de ponderação das ações são tomados com o valor $\gamma_f = 1,0$, salvo exigência em contrário, expressa em norma especial.

5.6.4 Estados limites últimos - Ações permanentes

Para uma dada ação permanente, todas as suas parcelas são ponderadas pelo mesmo coeficiente γ_g, não se admitindo que algumas de suas partes possam ser majoradas e outras minoradas.

Para os materiais sólidos que possam provocar empuxos, a componente vertical é considerada como uma ação e a horizontal como outra ação, independente da primeira.

Os coeficientes de ponderação γ_g relativos às ações permanentes que figuram nas combinações últimas de ações, salvo indicação em contrário, expressa em norma particular, devem ser tomados com os valores básicos a seguir indicados:

a) ações permanentes de pequena variabilidade

- para o peso próprio da estrutura e para outras ações permanentes de pequena variabilidade, adotam-se os valores indicados na tabela 3.

Considera-se como de pequena variabilidade o peso da madeira classificada estruturalmente cujo peso específico tenha coeficiente de variação não superior a 10%;

b) ações permanentes de grande variabilidade

- para as ações permanentes de grande variabilidade e para as ações constituídas pelo peso próprio das estruturas e dos elementos construtivos permanentes não estruturais e dos equipamentos fixos, todos considerados globalmente, quando o peso próprio da estrutura não supera 75% da totalidade dos pesos permanentes, adotam-se os valores da tabela 4;

c) ações permanentes indiretas

- para as ações permanentes indiretas, como os efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais, adotam-se os valores indicados na tabela 5.

Tabela 3 - Ações permanentes de pequena variabilidade

Combinações	Para efeitos[1)]	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 1,0$
Especiais ou de construção	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,1$	$\gamma_g = 1,0$

[1)] Podem ser usados indiferentemente os símbolos γ_g ou γ_G.

Tabela 4 - Ações permanentes de grande variabilidade

Combinações	Para efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 0,9$
Especiais ou de construção	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 0,9$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 0,9$

Tabela 5 - Ações permanentes indiretas

Combinações	Para efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	$\gamma_\varepsilon = 1,2$	$\gamma_\varepsilon = 0$
Especiais ou de construção	$\gamma_\varepsilon = 1,2$	$\gamma_\varepsilon = 0$
Excepcionais	$\gamma_\varepsilon = 0$	$\gamma_\varepsilon = 0$

5.6.5 Estados limites últimos - Ações variáveis

Os coeficientes de ponderação γ_Q das ações variáveis majoram os valores representativos das ações variáveis que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura.

As parcelas de ações variáveis que provocam efeitos favoráveis não são consideradas nas combinações de ações.

As ações variáveis que tenham parcelas favoráveis e desfavoráveis, que fisicamente não possam atuar separadamente, devem ser consideradas conjuntamente como uma ação única.

Os coeficientes de ponderação γ_Q relativos às ações variáveis que figuram nas combinações últimas, salvo indicações em contrário, expressa em norma particular, devem ser tomados com os valores básicos indicados na tabela 6.

5.7 Combinações de ações em estados limites últimos

5.7.1 Combinações últimas normais

$$F_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$$

onde $F_{Gi,k}$ representa o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação considerada e $\psi_{0j} F_{Qj,k}$ os valores reduzidos de combinação das demais ações variáveis, determinados de acordo com 5.4.6 .

Em casos especiais devem ser consideradas duas combinações referentes às ações permanentes; em uma delas, admite-se que as ações permanentes sejam desfavoráveis e na outra que sejam favoráveis à segurança.

Tabela 6 - Ações variáveis

Combinações	Ações variáveis em geral, incluídas as cargas acidentais móveis	Efeitos da temperatura
Normais	$\gamma_Q = 1{,}4$	$\gamma_\varepsilon = 1{,}2$
Especiais ou de construção	$\gamma_Q = 1{,}2$	$\gamma_\varepsilon = 1{,}0$
Excepcionais	$\gamma_Q = 1{,}0$	$\gamma_\varepsilon = 0$

5.7.2 Combinações últimas especiais ou de construção

$$F_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right]$$

onde $F_{Gi,k}$ representa o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ representa o valor característico da ação variável considerada como principal para a situação transitória, $\psi_{0j,ef}$ é igual ao fator ψ_{0j} adotado nas combinações normais, salvo quando a ação principal F_{Q1} tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que $\psi_{0j,ef}$ pode ser tomado com o correspondente ψ_{2j} dado em 5.4.6 .

5.7.3 Combinações últimas excepcionais

$$F_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_Q \sum_{j=1}^{n} \psi_{0j,ef} F_{Qj,k}$$

onde $F_{Q,exc}$ é o valor da ação transitória excepcional e os demais termos representam valores efetivos definidos em 5.7.2.

5.8 Combinações de ações em estados limites de utilização

5.8.1 Combinações de longa duração

As combinações de longa duração são consideradas no controle usual das deformações das estruturas.

Nestas combinações, todas as ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de longa duração. Estas combinações são expressas por

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^{n} \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

onde os coeficientes ψ_{2j} estão especificados em 5.4.6 .

5.8.2 Combinações de média duração

As combinações de média duração são consideradas quando o controle das deformações é particularmente importante, como no caso de existirem materiais frágeis não estruturais ligados à estrutura.

Nestas condições, a ação variável principal F_{Q1} atua com seu valor correspondente à classe de média duração e as demais ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de longa duração. Estas combinações são expressas por

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

onde os coeficientes ψ_1 e ψ_2 estão dados em 5.4.6.

5.8.3 Combinações de curta duração

As combinações de curta duração, também ditas combinações raras, são consideradas quando, para a construção, for particularmente importante impedir defeitos decorrentes das deformações da estrutura.

Nestas combinações, a ação variável principal F_{Q1} atua com seu valor característico e as demais ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de média duração. Essas combinações são expressas por

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{1j} F_{Qj,k}$$

onde os coeficientes ψ_1 estão dados em 5.4.6.

5.8.4 Combinações de duração instantânea

As combinações de duração instantânea consideram a existência de uma ação variável especial $F_{Q,especial}$ que pertence à classe de duração imediata. As demais ações variáveis são consideradas com valores que efetivamente possam existir concomitantemente com a carga especialmente definida para esta combinação. Na falta de outro critério, as demais ações podem ser consideradas com seus valores de longa duração. Estas combinações são expressas por

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + F_{Q,especial} + \sum_{j=1}^{n} \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

onde os coeficientes ψ_2 estão dados em 5.4.6 .

5.9 Efeitos estruturais atuantes

5.9.1 Solicitações

As solicitações atuantes S_d correspondentes aos estados limites de utilização e aos estados limites últimos, calculadas na forma de forças, binários, tensões ou esforços solicitantes, são determinadas em função das correspondentes combinações de ações, conforme 5.7 e 5.8, respectivamente.

5.9.2 Deformações e deslocamentos

Determinam-se de modo análogo ao estabelecido em 5.9.1 os efeitos estruturais calculados na forma de deformações ou deslocamentos.

6 Propriedades das madeiras

6.1 Propriedades a considerar

6.1.1 Generalidades

As propriedades da madeira são condicionadas por sua estrutura anatômica, devendo distinguir-se os valores correspondentes à tração dos correspondentes à compressão, bem como os valores correspondentes à direção paralela às fibras dos correspondentes à direção normal às fibras. Devem também distinguir-se os valores correspondentes às diferentes classes de umidade, definidas em 6.1.5.

A caracterização mecânica das madeiras para projeto de estruturas deve seguir os métodos de ensaio especificados no anexo B.

6.1.2 Densidade

Define-se o termo prático "densidade básica" da madeira como sendo a massa específica convencional obtida pelo quociente da massa seca pelo volume saturado.

A massa seca é determinada mantendo-se os corpos-de-prova em estufa a 103°C até que a massa do corpo-de-prova permaneça constante. O volume saturado é determinado em corpos-de-prova submersos em água até atingirem peso constante.

6.1.3 Resistência

A resistência é a aptidão da matéria suportar tensões.

A resistência é determinada convencionalmente pela máxima tensão que pode ser aplicada a corpos-de-prova isentos de defeitos do material considerado, até o aparecimento de fenômenos particulares de comportamento além dos quais há restrição de emprego do material em elementos estruturais. De modo geral estes fenômenos são os de ruptura ou de deformação específica excessiva.

Os efeitos da duração do carregamento e da umidade do meio ambiente são considerados por meio dos coeficientes de modificação K_{mod} adiante especificados.

Os efeitos da duração do carregamento e da umidade do meio ambiente sobre a resistência são considerados por meio dos coeficientes de modificação $k_{mod,1}$ e $k_{mod,2}$ especificados em 6.4.4.

6.1.4 Rigidez

A rigidez dos materiais é medida pelo valor médio do módulo de elasticidade, determinado na fase de comportamento elástico-linear.

O módulo de elasticidade E_{w0} na direção paralela às fibras é medido no ensaio de compressão paralela às fibras e o módulo de elasticidade E_{w90} na direção normal às fibras é medido no ensaio de compressão normal às fibras.

Na falta de determinação experimental específica, permite-se adotar

$$E_{w90} = \frac{1}{20} E_{w0}$$

6.1.5 Umidade

O projeto das estruturas de madeira deve ser feito admitindo-se uma das classes de umidade especificadas na tabela 7.

As classes de umidade têm por finalidade ajustar as propriedades de resistência e de rigidez da madeira em função das condições ambientais onde permanecerão as estruturas. Estas classes também podem ser utilizadas para a escolha de métodos de tratamentos preservativos das madeiras estabelecidos no anexo E.

Tabela 7 - Classes de umidade

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio da madeira U_{eq}
1	$\leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$U_{amb} > 85\%$ durante longos períodos	$\geq 25\%$

6.2 Condições de referência

6.2.1 Condição-padrão de referência

Os valores especificados nesta Norma para as propriedades de resistência e de rigidez da madeira são os correspondentes à classe 1 de umidade, que se constitui na condição-padrão de referência, definida pelo teor de umidade de equilíbrio da madeira de 12%.

Na caracterização usual das propriedades de resistência e de rigidez de um dado lote de material, os resultados de ensaios realizados com diferentes teores de umidade da madeira, contidos no intervalo entre 10% e 20%, devem ser apresentados com os valores corrigidos para a umidade padrão de 12%, classe 1 .

A resistência deve ser corrigida pela expressão

$$f_{12} = f_{U\%}\left[1 + \frac{3\left(U\% - 12\right)}{100}\right]$$

e a rigidez por

$$E_{12} = E_{U\%}\left[1 + \frac{2\left(U\% - 12\right)}{100}\right]$$

admitindo-se que a resistência e a rigidez da madeira sofram apenas pequenas variações para umidades acima de 20%.

Admite-se como desprezível a influência da temperatura na faixa usual de utilização de 10°C a 60°C.

6.2.2 Condições especiais de emprego

A influência da temperatura nas propriedades de resistência e de rigidez da madeira deve ser considerada apenas quando as peças estruturais puderem estar submetidas por longos períodos de tempo a temperaturas fora da faixa usual de utilização.

6.2.3 Classes de serviço

As classes de serviço das estruturas de madeira são determinadas pelas classes de carregamento, definidas em 5.1.4, e pelas classes de umidade, definidas em 6.1.5.

6.3 Caracterização das propriedades das madeiras

6.3.1 Caracterização completa da resistência da madeira serrada

A caracterização completa das propriedades de resistência da madeira para projeto de estruturas, feita de acordo com os métodos de ensaio especificados no anexo B, é determinada pelos seguintes valores, a serem referidos à condição-padrão de umidade (U=12%):

a) resistência à compressão paralela às fibras ($f_{wc,0}$ ou $f_{c,0}$) a ser determinada em ensaios de compressão uniforme, com duração total entre 3 min e 8 min, de corpos-de-prova com seção transversal quadrada de 5 cm de lado e com comprimento de 15 cm;

b) resistência à tração paralela às fibras ($f_{wt,0}$ ou $f_{t,0}$) a ser determinada em ensaios de tração uniforme, com duração total de 3 min a 8 min, de corpos-de-prova alongados, com trecho central de seção transversal uniforme de área A e comprimento não menor que $8\sqrt{A}$, com extremidades mais resistentes que o trecho central e com concordâncias que garantam a ruptura no trecho central;

c) resistência à compressão normal às fibras ($f_{wc,90}$ ou $f_{c,90}$) a ser determinada em um ensaio de compressão uniforme, com duração total de 3 min a 8 min, de corpos-de-prova de seção quadrada de 5 cm de lado e com comprimento de 10 cm;

d) resistência à tração normal às fibras ($f_{wt,90}$ ou $f_{t,90}$) a ser determinada por meio de ensaios padronizados;

Observação: para efeito de projeto estrutural, considera-se como nula a resistência à tração normal às fibras das peças de madeira;

e) resistência ao cisalhamento paralelo às fibras ($f_{wv,0}$ ou $f_{v,0}$) a ser determinada pelo ensaio de cisalhamento paralelo às fibras;

f) resistência de embutimento paralelo às fibras ($f_{we,0}$ ou $f_{e,0}$) e resistência de embutimento normal às fibras ($f_{we,90}$ ou $f_{e,90}$) a serem determinadas por meio de ensaios padronizados;

g) densidade básica, determinada de acordo com 6.1.2, e a densidade aparente, com os corpos-de-prova a 12% de umidade.

6.3.2 Caracterização mínima da resistência de espécies pouco conhecidas

Para projeto estrutural, a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas deve ser feita por meio da determinação dos seguintes valores, referidos à condição-padrão de umidade em ensaios realizados de acordo com o anexo B:

a) resistência à compressão paralela às fibras ($f_{wc,0}$ ou $f_{c,0}$);

b) resistência à tração paralela às fibras ($f_{wt,0}$ ou $f_{t,0}$) permite-se admitir, na impossibilidade da realização do ensaio de tração uniforme, que este valor seja igual ao da resistência à tração na flexão;

c) resistência ao cisalhamento paralelo às fibras ($f_{wv,0}$ ou $f_{v,0}$);

d) densidade básica e densidade aparente.

6.3.3 Caracterização simplificada da resistência da madeira serrada

Permite-se a caracterização simplificada das resistências da madeira de espécies usuais a partir dos ensaios de compressão paralela às fibras. Para as resistências a esforços normais, admite-se um coeficiente de variação de 18% e para as resistências a esforços tangenciais um coeficiente de variação de 28% .

Para as espécies usuais, na falta da determinação experimental, permite-se adotar as seguintes relações para os valores característicos das resistências:

$f_{c0,k}/f_{t0,k} = 0,77$

$f_{tM,k}/f_{t0,k} = 1,0$

$f_{c90,k}/f_{c0,k} = 0,25$

$f_{e0,k}/f_{c0,k} = 1,0$

$f_{e90,k}/f_{c0,k} = 0,25$

Para coníferas: $f_{v0,k}/f_{c0,k} = 0,15$

Para dicotiledôneas: $f_{v0,k}/f_{c0,k} = 0,12$

6.3.4 Caracterização da rigidez da madeira

A caracterização da rigidez das madeiras deve respeitar os métodos de ensaio especificados no anexo B.

A caracterização completa de rigidez das madeiras é feita por meio da determinação dos seguintes valores, que devem ser referidos à condição-padrão de umidade (U=12%):

a) valor médio do módulo de elasticidade na compressão paralela às fibras: $E_{c0,m}$ determinado com pelo menos dois ensaios;

b) valor médio do módulo de elasticidade na compressão normal às fibras: $E_{c90,m}$ determinado com pelo menos dois ensaios.

Admite-se que sejam iguais os valores médios dos módulos de elasticidade à compressão e à tração paralelas às fibras: $E_{c0,m} = E_{t0,m}$.

A caracterização simplificada da rigidez das madeiras pode ser feita apenas na compressão paralela às fibras, admitindo-se a relação $E_{w90} = \frac{1}{20} E_{w0}$ especificada em 6.1.4 .

Na impossibilidade da realização do ensaio de compressão simples, permite-se avaliar o módulo de elasticidade $E_{co,m}$ por meio de ensaio de flexão, de acordo com o método especificado no anexo B. Por este ensaio, determina-se o módulo aparente de elasticidade na flexão E_M, admitindo as seguintes relações:

coníferas: $E_M = 0{,}85\ E_{c0}$

dicotiledôneas: $E_M = 0{,}90\ E_{c0}$

6.3.5 Classes de resistência

As classes de resistência das madeiras têm por objetivo o emprego de madeiras com propriedades padronizadas, orientando a escolha do material para elaboração de projetos estruturais.

O enquadramento de peças de madeira nas classes de resistência especificadas nas tabelas 8 e 9 deve ser feito conforme as exigências definidas em 10.6 .

Tabela 8 - Classes de resistência das coníferas

Coníferas (Valores na condição-padrão de referência U = 12%)					
Classes	f_{c0k} MPa	f_{vk} MPa	$E_{c0,m}$ MPa	$\rho_{bas,m}$ [1)] kg/m³	$\rho_{aparente}$ kg/m³
C 20	20	4	3 500	400	500
C 25	25	5	8 500	450	550
C 30	30	6	14 500	500	600

[1)] Como definida em 6.1.2.

Tabela 9 - Classes de resistência das dicotiledôneas

Dicotiledôneas (Valores na condição-padrão de referência U = 12%)					
Classes	f_{c0k} MPa	f_{vk} MPa	$E_{c0,m}$ MPa	$\rho_{bas,m}$ [1)] kg/m³	$\rho_{aparente}$ kg/m³
C 20	20	4	9 500	500	650
C 30	30	5	14 500	650	800
C 40	40	6	19 500	750	950
C 60	60	8	24 500	800	1 000

[1)] Como definida em 6.1.2.

6.3.6 Caracterização da madeira laminada colada, da madeira compensada e da madeira recomposta

A caracterização das propriedades da madeira laminada colada para projeto de estruturas deve ser feita a partir de corpos-de-prova extraídos das peças estruturais fabricadas.

Para as peças de grande porte, permite-se aceitar os resultados fornecidos pelo controle de qualidade do produtor, sob sua responsabilidade à luz da legislação brasileira.

Para emprego da madeira laminada colada, de acordo com esta norma, admitindo para ela as mesmas propriedades da madeira das lâminas, devem ser realizados os seguintes ensaios específicos, com o que se especifica no anexo B:

a) cisalhamento na lâmina de cola;

b) tração à lâmina de cola;

c)resistência das emendas dentadas e biseladas.

A caracterização das propriedades de madeira compensada e da madeira recomposta para projeto de estruturas deve ser feita a partir de corpos-de-prova confeccionados com material extraído do lote a ser examinado, de acordo com normas específicas. Além disso, esses materiais devem ser ensaiados por métodos padronizados para verificação de sua durabilidade no meio ambiente para o qual se pretende o seu emprego.

6.4 Valores representativos

6.4.1 Valores médios

O valor médio X_m de uma propriedade da madeira é determinado pela média aritmética dos valores correspondentes aos elementos que compõem o lote de material considerado.

6.4.2 Valores característicos

O valor característico inferior $X_{k,inf}$, menor que o valor médio, é o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido em um dado lote de material.

O valor característico superior, $X_{k,sup}$, maior que o valor médio, é o valor que tem apenas 5% de probabilidade de ser ultrapassado em um dado lote de material.

De modo geral, salvo especificação em contrário, entende-se que o valor característico X_k seja o valor característico inferior $X_{k,inf}$.

Admite-se que as resistências das madeiras tenham distribuições normais de probabilidades.

6.4.3 Valores de cálculo

O valor de cálculo X_d de uma propriedade da madeira é obtido a partir do valor característico X_k, pela expressão

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_w}$$

onde γ_w é o coeficiente de minoração das propriedades da madeira e k_{mod} é o coeficiente de modificação, que leva em conta influências não consideradas por γ_w.

6.4.4 Coeficientes de modificação

Os coeficientes de modificação k_{mod} afetam os valores de cálculo das propriedades da madeira em função da classe de carregamento da estrutura, da classe de umidade admitida, e do eventual emprego de madeira de segunda qualidade.

O coeficiente de modificação k_{mod} é formado pelo produto

$$k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3}$$

O coeficiente parcial de modificação $k_{mod,1}$, que leva em conta a classe de carregamento e o tipo de material empregado, é dado pela tabela 10, devendo ser escolhido conforme 5.2.

O coeficiente parcial de modificação $k_{mod,2}$, que leva em conta a classe de umidade e o tipo de material empregado, é dado pela tabela 11.

No caso particular de madeira serrada submersa, admite-se o valor $k_{mod,2} = 0,65$.

O coeficiente parcial de modificação $k_{mod,3}$ leva em conta se a madeira é de primeira ou segunda categoria. No caso de madeira de segunda categoria, admite-se $k_{mod,3} = 0,8$, e no caso de primeira categoria ,$k_{mod,3} = 1,0$.

A condição de madeira de primeira categoria somente pode ser admitida se todas as peças estruturais forem classificadas como isentas de defeitos, por meio de método visual normalizado, e também submetidas a uma classificação mecânica que garanta a homogeneidade da rigidez das peças que compõem o lote de madeira a ser empregado. Não se permite classificar as madeiras como de primeira categoria apenas por meio de método visual de classificação.

O coeficiente parcial de modificação $k_{mod,3}$ para coníferas na forma de peças estruturais maciças de madeira serrada sempre deve ser tomado com o valor $k_{mod,3} = 0,8$, a fim de se levar em conta o risco da presença de nós de madeira não detectáveis pela inspeção visual.

O coeficiente parcial de modificação $k_{mod,3}$ para madeira laminada colada leva em conta a curvatura da peça, valendo $k_{mod,3 = 1,0}$ para peça reta e

$$k_{mod,3} = 1 - 2\,000 \left(\frac{t}{r}\right)^2$$

onde t é a espessura das lâminas e r o menor raio de curvatura das lâminas que compõem a seção transversal resistente.

Tabela 10 - Valores de $k_{mod,1}$

Classes de carregamento	Tipos de madeira	
	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
Permanente	0,60	0,30
Longa duração	0,70	0,45
Média duração	0,80	0,65
Curta duração	0,90	0,90
Instantânea	1,10	1,10

Tabela 11 - Valores de $k_{mod,2}$

Classes de umidade	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
(1) e (2)	1,0	1,0
(3) e (4)	0,8	0,9

6.4.5 Coeficientes de ponderação da resistência para estados limites últimos

O coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de compressão paralela às fibras tem o valor básico $\gamma_{wc} = 1,4$.

O coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de tração paralela às fibras tem o valor básico $\gamma_{wt} = 1,8$.

O coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de cisalhamento paralelo às fibras tem o valor básico $\gamma_{wv} = 1,8$.

6.4.6 Coeficiente de ponderação para estados limites de utilização

O coeficiente de ponderação para estados limites de utilização tem o valor básico $\gamma_w = 1,0$.

6.4.7 Estimativa das resistências características

Para as espécies já investigadas por laboratórios idôneos, que tenham apresentado os valores médios das resistências f_{wm} e dos módulos de elasticidade $E_{c0,m}$, correspondentes a diferentes teores de umidade $U\% \leq 20\%$, admite-se como valor de referência a resistência média $f_{wm,12}$ correspondente a 12% de umidade. Admite-se, ainda, que esta resistência possa ser calculada pela expressão dada em 6.2.1, ou seja,

$$f_{12} = f_{U\%}\left[1 + \frac{3(U\% - 12)}{100}\right]$$

Neste caso, para o projeto, pode-se admitir a seguinte relação entre as resistências característica e média

$$f_{wk,12} = 0,70\, f_{wm,12}$$

correspondente a um coeficiente de variação da resistência de 18%.

6.4.8 Investigação direta da resistência

Para a investigação direta da resistência de lotes homogêneos de madeira, cada lote não deve ter volume superior a 12 m^3.

Os valores experimentais obtidos devem ser corrigidos pela expressão dada em 6.2.1 para o teor de umidade de 12%.

A determinação da resistência média deve ser feita com pelo menos dois ensaios.

Para a caracterização simplificada prevista em 6.3.3, de lotes de madeira das espécies usuais, deve-se extrair uma amostra composta por pelo menos seis exemplares, retirados de modo distribuído do lote, que serão ensaiados à compressão paralela às fibras.

Para a caracterização mínima especificada em 6.3.2 para espécies pouco conhecidas, de cada lote serão ensaiados $n \geq 12$ corpos-de-prova, para cada uma das resistências a determinar.

O valor característico da resistência deve ser estimado pela expressão

$$f_{wk} = \left(2\,\frac{f_1 + f_2 + \ldots + f_{\frac{n}{2}-1}}{\frac{n}{2} - 1} - f_{\frac{n}{2}}\right) x\, 1,1$$

onde os resultados devem ser colocados em ordem crescente $f_1 \leq f_2 \leq \ldots \leq f_n$, desprezando-se o valor mais alto se o número de corpos-de-prova for ímpar, não se tomando para f_{wk} valor inferior a f_1, nem a 0,70 do valor médio.

6.4.9 Estimativa da rigidez

Nas verificações de segurança que dependem da rigidez da madeira, o módulo de elasticidade paralelamente às fibras deve ser tomado com o valor efetivo

$$E_{c0,ef} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \cdot E_{c0,m}$$

e o módulo de elasticidade transversal com o valor efetivo

$$G_{ef} = E_{c0,ef}/20$$

7 Dimensionamento - Estados limites últimos

7.1 Esforços atuantes em estados limites últimos

7.1.1 Critérios gerais

Os esforços atuantes nas peças estruturais devem ser calculados de acordo com os princípios da Estática das Construções, admitindo-se em geral a hipótese de comportamento elástico linear dos materiais.

Permite-se admitir que a distribuição das cargas aplicadas em áreas reduzidas, através das espessuras dos elementos construtivos, possa ser considerada com um ângulo de 45° até o eixo do elemento resistente.

A consideração da hiperestaticidade das estruturas somente pode ser feita se as ligações das peças de madeira forem do tipo rígido, conforme estabelecido em 8.3.1.

Os furos na zona comprimida das seções transversais das peças podem ser ignorados apenas quando preenchidos por pregos.

Os furos na zona tracionada das seções transversais das peças podem ser ignorados, desde que a redução da área resistente não supere 10% da área da zona tracionada da peça íntegra.

Nas estruturas aporticadas e em outras estruturas capazes de permitir a redistribuição de esforços, permite-se que os esforços solicitantes sejam calculados por métodos que admitam o comportamento elastoplástico dos materiais.

As ações usuais que devem ser consideradas no projeto de estruturas de madeira estão indicadas em 5.5.

Os coeficientes de ponderação para a determinação dos valores de cálculo das ações estão especificados em 5.6 e as combinações de ações em estados limites últimos estão definidas em 5.7.

7.1.2 Carregamentos das construções correntes com duas cargas acidentais de naturezas diferentes

O dimensionamento das estruturas das construções em que haja apenas duas cargas acidentais, de naturezas diferentes, deve ser feito em função das situações duradouras de carregamento, especificados em 5.3.1 e 5.3.2.

Nestas situações duradouras devem ser consideradas as seguintes ações usuais:

- cargas permanentes (G), como os pesos próprios dos elementos estruturais e os pesos de todos os demais componentes não removíveis da construção, avaliadas de acordo com os critérios estabelecidos em 5.5.2;

- cargas acidentais verticais de uso direto da construção (Q), determinadas conforme em 5.5.3, são consideradas como cargas de longa duração, juntamente com seus efeitos dinâmicos, quando elas forem constituídas por cargas móveis, de acordo com o estabelecido em 5.5.4 a 5.5.7;

- vento (W), de acordo com o estabelecido em 5.5.8.

7.1.3 Combinações últimas nas construções correntes com duas cargas acidentais de naturezas diferentes

Na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos das estruturas das construções correntes submetidas a cargas permanentes G e a ações variáveis constituídas pelas cargas verticais Q decorrentes do uso normal da construção e de seus eventuais efeitos dinâmicos, e pela ação do vento W, em lugar das combinações expressas em 5.7 , podem ser consideradas as seguintes duas combinações normais de ações, correspondentes a carregamentos de longa duração, com as modificações de 5.2.1 .

Primeira combinação: carga vertical e seus efeitos dinâmicos como ação variável principal

$$F_d = \Sigma\gamma_{Gi}\, G_{ik} + \gamma_Q \left[Q_k + \psi_{0w}\, W_k\right]$$

onde os efeitos dinâmicos, de acordo com 5.2.1, sofrem as reduções especificadas em 5.5.4 a 5.5.8 para a verificação das peças de madeira, não se fazendo qualquer redução dos esforços decorrentes da ação do vento nessa verificação de segurança;

Segunda combinação: vento como ação variável principal

Para as peças de madeira, não se fazendo qualquer redução dos esforços decorrentes dos efeitos dinâmicos das cargas móveis:

$$F_d = \Sigma\gamma_{Gi}\, G_{ik} + \gamma_Q \left[0{,}75 W_k + \psi_{0Q}\, Q_k\right]$$

Para as peças metálicas, inclusive para os elementos de ligação:

$$F_d = \Sigma\gamma_{Gi}\, G_{ik} + \gamma_Q \left[W_k + \psi_{0Q}\, Q_k\right]$$

Os coeficientes de acompanhamento ψ_{0w} e ψ_{0Q} são dados pela tabela 2. Os coeficientes de ponderação γ_G e γ_Q são dados pelas tabelas 3, 4 e 5 para as ações permanentes e pela tabela 6 para as ações variáveis, nelas se considerando sempre as combinações normais de ações.

7.2 Esforços resistentes em estados limites últimos

7.2.1 Critérios gerais

Os esforços resistentes das peças estruturais de madeira em geral devem ser determinados com a hipótese de comportamento elastofrágil do material, isto é, com um diagrama tensão deformação linear até a ruptura tanto na compressão quanto na tração paralela às fibras.

Nas peças estruturais submetidas a flexocompressão, os esforços resistentes podem ser calculados com a hipótese de comportamento elastoplástico da madeira na compressão paralela às fibras.

7.2.2 Tração paralela às fibras

O comportamento elastofrágil da madeira tracionada permite que, quando não for possível a realização do ensaio de tração uniforme, a resistência à tração paralela às fibras seja estimada pela prescrição em 6.3.3, ou pela resistência à tração na flexão, determinada pela tensão atuante na borda mais tracionada, calculada em regime elástico, ensaiando-se corpos-de-prova de seção transversal que leve à ruptura efetiva da zona tracionada antes da ruptura da zona comprimida.

No ensaio de flexão devem ser tomadas precauções cuidadosas para eliminar o atrito nos apoios e para que as forças aplicadas não provoquem esmagamento por compressão normal, com a possibilidade de no ensaio atuarem forças normais não previstas. Para que as deformações da viga não afetem os resultados, o comprimento da viga ensaiada deve ser feita com oito alturas da seção transversal.

7.2.3 Tração normal às fibras

A segurança das peças estruturais de madeira em relação a estados limites últimos não deve depender diretamente da resistência à tração normal às fibras do material.

Quando as tensões de tração normal às fibras puderem atingir valores significativos, deverão ser empregados dispositivos que impeçam a ruptura decorrente dessas tensões.

7.2.4 Compressão normal às fibras

Os esforços resistentes correspondentes à compressão normal às fibras são determinados com a hipótese de comportamento elastoplástico da madeira, devendo ser levada em conta a extensão do carregamento, medida paralelamente à direção das fibras.

7.2.5 Resistência de embutimento

Os esforços resistentes a solicitação de compressão de pinos embutidos em orifícios da madeira são determinados por ensaio específico de embutimento, realizado segundo método padronizado, exposto no anexo B.

Na ausência de determinação experimental específica, permite-se a adoção dos critérios simplificados estabelecidos na tabela 12.

7.2.6 Valores de cálculo

Os valores de cálculo da resistência são dados por

$$f_{wd} = k_{mod} \frac{f_{wk}}{\gamma_w} \quad ^{1)}$$

onde o coeficiente de modificação k_{mod} é especificado em 6.4.4 em função da classe de carregamento e da classe de umidade da madeira, e os coeficientes de ponderação γ_e das resistências da madeira têm seus valores especificados em 6.4.5.

As resistências características f_{wk} a adotar devem ser determinadas a partir dos resultados dos ensaios especificados em 6.2.3, empregando-se uma das amostragens definidas em 6.4.8 .

Permite-se determinar a resistência à compressão paralela às fibras $f_{c0,k}$, a partir dos resultados do ensaio especificado em 6.3.1-a), empregando-se uma das amostragens definidas em 6.4.8, admitindo-se as demais resistências por meio das relações estabelecidas em 6.3.3 .

Permite-se admitir a resistência característica à compressão paralela às fibras $f_{c0,k}$, com os valores padronizados das classes de resistência definidas em 6.3.5 e a determinação das demais resistências por meio das relações estabelecidas em 6.3.3.

Para as espécies já investigadas por laboratórios idôneos, permite-se adotar a relação simplificada estabelecida em 6.4.7 entre a resistência característica e a resistência média.

7.2.7 Resistências usuais de cálculo

Para peças estruturais de madeira serrada de segunda qualidade, e de madeira laminada colada, apresentam-se na tabela 12 os valores usuais para estruturas submetidas a carregamentos de longa duração.

O coeficiente α_n indicado na tabela 12 é igual a 1 no caso de ser a extensão da carga, medida na direção das fibras, maior ou igual a 15 cm; quando esta extensão for menor que 15 cm, e a carga estiver afastada pelo menos de 7,5 cm da extremidade da peça, esse coeficiente é fornecido pela tabela 13. Essa tabela aplica-se também no caso de arruelas, tomando-se como extensão de carga seu diâmetro ou lado.

O coeficiente α_e indicado na tabela 12 é fornecido pela tabela 14.

Quando a carga atuar na extremidade da peça ou de modo distribuído na totalidade da superfície de peças de apoio, admite-se α_n =1,0.

---

1) Deve-se observar que esta definição não é a mesma adotada em outras normas, em particular na NBR 6118, nas quais o coeficiente de modificação k_{mod} não entra diretamente na expressão da resistência de cálculo.

Tabela 12 - Valores usuais para carregamentos de longa duração

Situações duradouras de projeto para carregamentos de longa duração ($k_{mod,1}$ = 0,7) Madeira serrada (segunda categoria: $k_{mod,3}$ = 0,8)	
Classes de umidade (1) e (2) Classes de umidade (3) e (4)	$k_{mod} = 0{,}7 \times 1{,}0 \times 0{,}8 = 0{,}56$ $k_{mod} = 0{,}7 \times 0{,}8 \times 0{,}8 = 0{,}45$
$\gamma_{wc} = 1{,}4$ $\gamma_{wt} = 1{,}8$ $\gamma_{wv} = 1{,}8$	$f_{wN,k,12} = 0{,}70\, f_{wN,m,12}$ $f_{wV,k,12} = 0{,}54\, f_{wV,m,12}$ $f_{12} = f_{U\%}\left[1 + \frac{3\,(U\% - 12)}{100}\right]$
$f_{t0,d} = f_{c0,d}$ $f_{c90,d} = 0{,}25\, f_{c0,d} \cdot \alpha_n$ $f_{e0,d} = f_{c0,d}$ $f_{e90,d} = 0{,}25\, f_{c0,d} \cdot \alpha_e$ Coníferas: $f_{v0,d} = 0{,}12\, f_{c0,d}$ Dicotiledôneas: $f_{v0,d} = 0{,}10\, f_{c0,d}$	

Tabela 13 - Valores de α_n

Extensão da carga normal às fibras, medida paralelamente a estas cm	α_n
1	2,00
2	1,70
3	1,55
4	1,40
5	1,30
7,5	1,15
10	1,10
15	1,00

Tabela 14 - Valores de α_e

Diâmetro do pino cm	≤ 0,62	0,95	1,25	1,6	1,9	2,2
Coeficiente α_e	2,5	1,95	1,68	1,52	1,41	1,33
Diâmetro do pino cm	2,5	3,1	3,8	4,4	5,0	≥ 7,5
Coeficiente α_e	1,27	1,19	1,14	1,1	1,07	1,0

7.2.8 Peças de seção circular

As peças de seção circular, sob ação de solicitações normais ou tangenciais, podem ser consideradas como se fossem de seção quadrada, de área equivalente.

As peças de seção circular variável podem ser calculadas como se fossem de seção uniforme, igual à seção situada a uma distância da extremidade mais delgada igual a 1/3 do comprimento total, não se considerando, no entanto, um diâmetro superior a 1,5 vez o diâmetro nessa extremidade.

7.2.9 Resistência a tensões normais inclinadas em relação às fibras da madeira

Permite-se ignorar a influência da inclinação α das tensões normais em relação às fibras da madeira até o ângulo $\alpha = 6^o$ (arctg $\alpha = 0{,}10$). Para inclinações maiores é preciso considerar a redução de resistência, adotando-se a fórmula de Hankinson, expressa por

$$f_\alpha = \frac{f_0 \times f_{90}}{f_0 \operatorname{sen}^2\alpha + f_{90} \cos^2\alpha}$$

7.3 Solicitações normais

7.3.1 Tração

Nas barras tracionadas axialmente, a condição de segurança é expressa por

$$\sigma_{td} \le f_{td}$$

permitindo-se ignorar a influência da eventual inclinação das fibras da madeira em relação ao eixo longitudinal da peça tracionada até o ângulo $\alpha = 6^o$ (arctg $\alpha = 0{,}10$), fazendo-se

$$f_{td} = f_{t0,d}$$

Para inclinações maiores é preciso considerar a redução de resistência, adotando-se a fórmula de Hankinson, conforme 7.2.9, fazendo-se então

$$f_{td} = f_{t\alpha,d}$$

7.3.2 Compressão

Nas barras curtas comprimidas axialmente, a condição de segurança é expressa por

$$\sigma_{cd} \le f_{cd}$$

permitindo-se ignorar a influência de eventual inclinação das fibras da madeira em relação ao eixo longitudinal da peça comprimida até um ângulo $\alpha = 6^o$ (arctg $\alpha = 0{,}10$), fazendo-se

$$f_{cd} = f_{c0,d}$$

Para inclinações maiores é preciso considerar a redução de resistência, adotando a fórmula de Hankinson, conforme 7.2.9, fazendo-se

$$f_{cd} = f_{c\alpha,d}$$

Nas peças submetidas à compressão normal às fibras, a condição de segurança é expressa por

$$\sigma_{c90,d} \le f_{c90,d}$$

onde $f_{c90,d}$ é determinada de acordo com 7.2.7 pela expressão

$$f_{c90,d} = 0{,}25\, f_{c0,d}\, \alpha_n$$

7.3.3 Flexão simples reta

Para as peças fletidas, considera-se o vão teórico com o menor dos seguintes valores:

a) distância entre eixos dos apoios;

b) o vão livre acrescido da altura da seção transversal da peça no meio do vão, não se considerando acréscimo maior que 10 cm.

Nas barras submetidas a momento fletor cujo plano de ação contém um eixo central de inércia da seção transversal resistente, a segurança fica garantida pela observância simultânea das seguintes condições.

$$\sigma_{c1,d} \le f_{cd}$$

$$\sigma_{t2,d} \le f_{td}$$

onde f_{cd} e f_{td} são as resistências à compressão e à tração, definidas em 7.3.2 e 7.3.1, respectivamente, e $\sigma_{c1,d}$ e $\sigma_{t2,d}$ são, respectivamente, as tensões atuantes de cálculo nas bordas mais comprimida e mais tracionada da seção transversal considerada, calculadas pelas expressões

$$\sigma_{c1,d} = \frac{M_d}{W_c}$$

$$\sigma_{t2,d} = \frac{M_d}{W_t}$$

onde W_c e W_t são os respectivos módulos de resistência, que de acordo com 7.2.1 podem ser calculados pelas expressões usuais (ver figura 1).

$$W_c = \frac{I}{y_{c1}}$$

$$W_t = \frac{I}{y_{t2}}$$

Sendo I o momento de inércia da seção transversal resistente em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao plano de ação do momento fletor atuante.

7.3.4 Flexão simples oblíqua

Nas seções submetidas a momento fletor cujo plano de ação não contém um de seus eixos centrais de inércia, a condição de segurança é expressa pela mais rigorosa das duas condições seguintes, tanto em relação às tensões de tração quanto às de compressão:

$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \le 1$$

$$k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \le 1$$

onde $\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ são as tensões máximas devidas às componentes de flexão atuantes segundo as direções principais, f_{wd} é a respectiva resistência de cálculo, de tração ou de compressão conforme a borda verificada, e o coeficiente k_M de correção pode ser tomado com os valores

seção retangular: $k_M = 0{,}5$

outras seções transversais: $k_M = 1{,}0$

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos $\alpha > 6^o$ (arctg 0,10), aplica-se a f_{wd} a redução definida em 7.2.8.

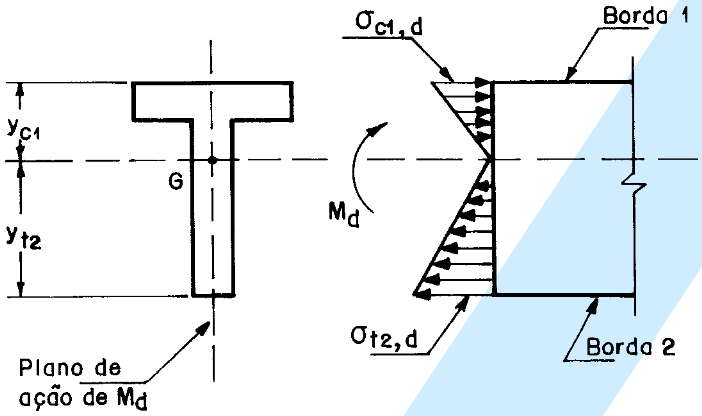


Figura 1

7.3.5 Flexotração

Nas barras submetidas à flexotração, a condição de segurança é expressa pela mais rigorosa das duas expressões seguintes aplicadas ao ponto mais solicitado da borda mais tracionada, considerando-se uma função linear para a influência das tensões devidas à força normal de tração:

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0,d}} \leq 1$$

onde $\sigma_{Nt,d}$ é o valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal de tração, $f_{t0,d}$ é a resistência de cálculo à tração paralela às fibras e os demais símbolos têm os significados definidos em 7.3.4.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos $\alpha = 6^o$ (arctg 0,10), $f_{t0,d}$ e $f_{c0,d}$ devem ser substituídas por $f_{t\alpha,d}$ e $f_{c\alpha,d}$, conforme 7.3.1 e 7.3.2 , respectivamente.

7.3.6 Flexocompressão

Além da verificação de estabilidade a ser feita de acordo com 7.5, a condição de segurança relativa à resistência das seções transversais submetidas à flexocompressão é expressa pela mais rigorosa das duas expressões seguintes, aplicadas ao ponto mais solicitado da borda mais comprimida, considerando-se uma função quadrática para a influência das tensões devidas à força normal de compressão:

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

onde $\sigma_{Nc,d}$ é o valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal de compressão, $f_{c0,d}$ é a resistência de cálculo à compressão paralela às fibras e os demais símbolos têm os significados definidos em 7.3.4.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos $\alpha = 6^o$ (arctg 0,10), $f_{c0,d}$ e $f_{t0,d}$ devem ser substituídas por $f_{c\alpha,d}$ e $f_{t\alpha,d}$, conforme 7.3.2 e 7.3.1, respectivamente.

7.4 Solicitações tangenciais

7.4.1 Cisalhamento longitudinal em vigas

Nas vigas submetidas à flexão com força cortante, a condição de segurança em relação às tensões tangenciais é expressa por

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

onde τ_d é a máxima tensão de cisalhamento atuando no ponto mais solicitado da peça.

Em vigas de seção transversal retangular, de largura b e altura h, tem-se

$$\tau_d = \frac{3}{2}\frac{V_d}{bh}$$

Na falta de determinação experimental específica, admitem-se, de acordo com 7.2.7,

coníferas: $f_{v0,d} = 0{,}12\, f_{c0,d}$

dicotiledôneas: $f_{v0,d} = 0{,}10\, f_{c0,d}$

7.4.2 Cargas concentradas junto aos apoios diretos

Nas vigas de altura h que recebem cargas concentradas, que produzem tensões de compressão nos planos longitudinais, a uma distância $a \leq 2h$ do eixo do apoio, o cálculo das tensões de cisalhamento pode ser feito com uma força cortante reduzida de valor

$$V_{red} = V \frac{a}{2h}$$

7.4.3 Vigas entalhadas

No caso de variações bruscas de seção transversal, devidas a entalhes, deve-se multiplicar a tensão de cisalhamento na seção mais fraca, de altura h_1, pelo fator h/h_1, obtendo-se o valor

$$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V_d}{bh_1} \left(\frac{h}{h_1} \right)$$

respeitada a restrição $h_1 > 0{,}75\,h$ (ver figura 2).

No caso de se ter $h_1/h \leq 0{,}75$, recomenda-se o emprego de parafusos verticais dimensionados à tração axial para a totalidade da força cortante a ser transmitida ou o emprego de variações de seção com mísulas de comprimento não menor que três vezes a altura do entalhe, respeitando-se sempre o limite absoluto $h_1/h \geq 0{,}5$ (ver figura 3).

7.4.4 Torção

Recomenda-se evitar a torção de equilíbrio em peças de madeira, em virtude do risco de ruptura por tração normal às fibras decorrente do estado múltiplo de tensões atuante.

Quando o equilíbrio do sistema estrutural depender dos esforços de torção (torção de equilíbrio), deve-se respeitar a condição

$$\tau_{T,d} \leq f_{v0,d}$$

calculando-se $\tau_{T,d}$ pelas expressões da Teoria da Elasticidade, sob ações das solicitações de cálculo T_d determinadas de acordo com as regras de combinação expressas em 5.7.

7.5 Estabilidade

7.5.1 Generalidades

As peças que na situação de projeto são admitidas como solicitadas apenas à compressão simples, em princípio devem ser dimensionadas admitindo-se uma excentricidade acidental do esforço de compressão, em virtude das imperfeições geométricas das peças e das excentricidades inevitáveis dos carregamentos, levando-se ainda em conta os acréscimos destas excentricidades em decorrência dos efeitos de segunda ordem e, nas peças esbeltas, da fluência da madeira.

As exigências impostas ao dimensionamento dependem da esbeltez da peça, definida pelo seu índice de esbeltez

$$\lambda = \frac{L_0}{i_{mín.}}$$

onde L_0 é um comprimento teórico de referência e $i_{mín.}$ é o raio de giração mínimo de sua seção transversal.

Para as peças de comprimento efetivo L engastadas em uma extremidade e livre da outra, adota-se $L_0 = 2\,L$.

Para as peças de comprimento efetivo L em que ambas as extremidades sejam indeslocáveis por flexão, adota-se $L_0 = L$, não se considerando qualquer redução em virtude da eventual continuidade estrutural da peça.

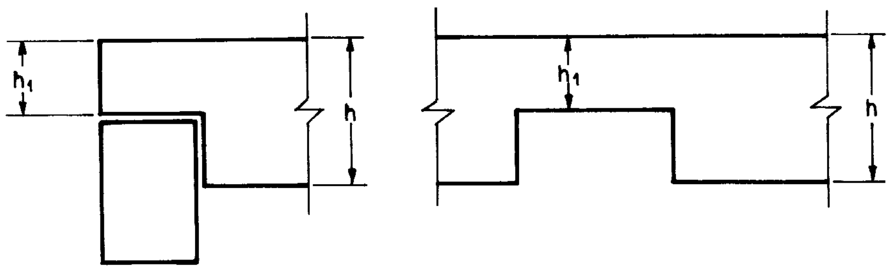


Figura 2

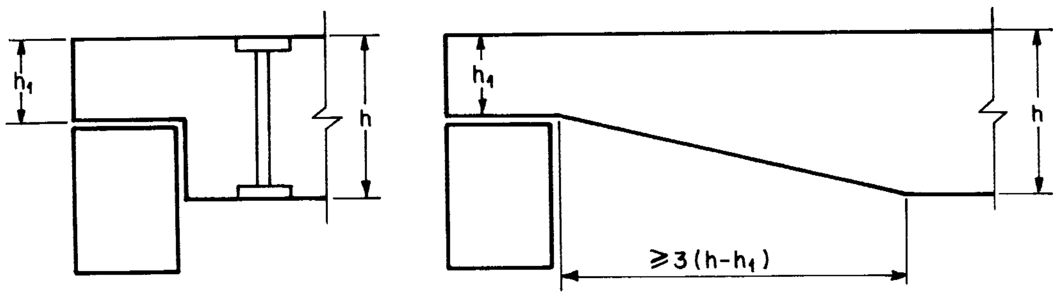


Figura 3

7.5.2 Excentricidade acidental mínima

A excentricidade acidental devida às imperfeições geométricas das peças é adotada com pelo menos o valor

$$e_a = L_0/300$$

7.5.3 Compressão de peças curtas

Para as peças curtas, definidas pelo índice de esbeltez $\lambda \leq 40$, que na situação de projeto são admitidas como solicitadas apenas à compressão simples, dispensa-se a consideração de eventuais efeitos de flexão.

Para as peças curtas, que na situação de projeto são admitidas como solicitadas à flexocompressão, as condições de segurança são as especificadas em 7.3.6, com os momentos fletores determinados na situação de projeto.

7.5.4 Compressão de peças medianamente esbeltas

Para as peças medianamente esbeltas, definidas pelo índice de esbeltez $40 < \lambda \leq 80$, submetidas na situação de projeto à flexocompressão com os esforços de cálculo N_d e M_{1d} , além das condições de segurança especificadas em 7.3.6, também deve ser verificada a segurança em relação ao estado limite último de instabilidade, por meio de teoria de validade comprovada experimentalmente.

Considera-se atendida a condição de segurança relativa ao estado limite último de instabilidade, se no ponto mais comprimido da seção transversal for respeitada a condição

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

aplicada isoladamente para os planos de rigidez mínima e de rigidez máxima da peça, dispensando-se esta verificação quando o correspondente índice de esbeltez $\lambda = L_0/i_{correspondente} \leq 40$.

Nesta verificação, consideram-se

σ_{Nd} = valor de cálculo da tensão de compressão devida à força normal de compressão

σ_{Md} = valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor M_d calculado pela expressão

$$M_d = N_d \cdot e_d$$

onde

$$e_d = e_1 \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$$

sendo

$$e_1 = e_i + e_a$$

onde

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d}$$

é decorrente dos valores de cálculo M_{1d} e N_d na situação de projeto.

A excentricidade inicial e_i devida à presença do momento M_{1d} será tomada com um valor não inferior a h/30, sendo h a altura da seção transversal referente ao plano de verificação.

A excentricidade acidental mínima e_a é dada em 7.5.2 e a carga crítica F_E é expressa por

$$F_E = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I}{L_0^2}$$

onde I é o momento de inércia da seção transversal da peça relativo ao plano de flexão em que se está verificando a condição de segurança, e $E_{c0,ef}$ é dado em 6.4.9 .

7.5.5 Compressão de peças esbeltas

Para as peças esbeltas, definidas pelo índice de esbeltez $\lambda > 80$, não se permitindo valor maior que 140, submetidas na situação de projeto à flexocompressão com os esforços de cálculo N_d e M_{1d} , a verificação pode ser feita como em 7.5.4 pela expressão

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

com

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$$

tendo F_E o valor dado em 7.5.4, sendo a excentricidade efetiva de primeira ordem $e_{1,ef}$ dada por

$$e_{1,ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c$$

onde e_i é a excentricidade de primeira ordem decorrente da situação de projeto, e_a é a excentricidade acidental mínima e e_c é uma excentricidade suplementar de primeira ordem que representa a fluência da madeira.

Estas excentricidades são determinadas pelas expressões seguintes:

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} = \frac{M_{1gd} + M_{1qd}}{N_d}$$

onde M_{1gd} e M_{1qd} são os valores de cálculo, na situação de projeto, dos momentos devidos às cargas permanentes e as cargas variáveis, respectivamente;

e_a = excentricidade acidental mínima, dada em 7.5.2, não se tomando valor menor que h/30;

$$e_c = (e_{ig} + e_a)\left\{ \exp\left[\frac{\phi\left[N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2)N_{qk}\right]}{F_E - \left[N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2)N_{qk}\right]} \right] - 1 \right\}$$

com $\psi_1 + \psi_2 \leq 1$

onde N_{gk} e N_{qk} são os valores característicos da força normal devidos às cargas permanentes e variáveis, respectivamente, com ψ_1 e ψ_2 dados em 5.4.6, e

$$e_{ig} = \frac{M_{1g,d}}{N_{gd}}$$

onde M_{1gd} é o valor de cálculo do momento fletor devido apenas às ações permanentes.

O coeficiente de fluência ϕ é dado pela tabela 15.

Tabela 15 - Coeficiente de fluência ϕ

Classes de carregamento	Classes de umidade	
	(1) e (2)	(3) e (4)
Permanente ou de longa duração	0,8	2,0
Média duração	0,3	1,0
Curta duração	0,1	0,5

Tabela 16 - Coeficiente de correção β_M

$\frac{h}{b}$	β_M
1	6,0
2	8,8
3	12,3
4	15,9
5	19,5
6	23,1
7	26,7
8	30,3
9	34,0
10	37,6
11	41,2
12	44,8
13	48,5
14	52,1
15	55,8
16	59,4
17	63,0
18	66,7
19	70,3
20	74,0

7.5.6 Estabilidade lateral das vigas de seção retangular

As vigas fletidas, além de respeitarem as condições de segurança expressas em 7.3.3, devem ter sua estabilidade lateral verificada por teoria cuja validade tenha sido comprovada experimentalmente.

Dispensa-se essa verificação da segurança em relação ao estado limite último de instabilidade lateral quando forem satisfeitas as seguintes condições:

- os apoios de extremidade da viga impedem a rotação de suas seções extremas em torno do eixo longitudinal da peça;

- existe um conjunto de elementos de travamento ao longo do comprimento L da viga, afastados entre si de uma distância não maior que L_1, que também impedem a rotação dessas seções transversais em torno do eixo longitudinal da peça;

- para as vigas de seção transversal retangular, de largura b e altura h medida no plano de atuação do carregamento.

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \, f_{c0,d}}$$

onde o coeficiente

$$\beta_M = \frac{1}{0{,}26\pi} \frac{\beta_E}{\gamma_f} \frac{\left(\frac{h}{b}\right)^{3/2}}{\left(\frac{h}{b} - 0{,}63\right)^{1/2}}$$

é dado na tabela 16, para $\gamma_f = 1{,}4$ e para o coeficiente de correção $\beta_E = 4$.

Para as peças em que

$$\frac{L_1}{b} > \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \, f_{c0,d}}$$

também se dispensa a verificação da segurança em relação ao estado limite último de instabilidade lateral, desde que sejam satisfeitas as exigências de 7.3.3, com

$$\sigma_{c1,d} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\left(\frac{L_1}{b}\right)\beta_M}$$

7.6 Estabilidade global - Contraventamento

7.6.1 Generalidades

As estruturas formadas por um sistema principal de elementos estruturais, dispostos com sua maior rigidez em planos paralelos entre si, devem ser contraventados por outros elementos estruturais, dispostos com sua maior rigidez em planos ortogonais aos primeiros, de modo a impedir deslocamentos transversais excessivos do sistema principal e garantir a estabilidade global do conjunto.

No dimensionamento do contraventamento devem ser consideradas as imperfeições geométricas das peças, as excentricidades inevitáveis dos carregamentos e os efeitos de segunda ordem decorrentes das deformações das peças fletidas.

Na falta de determinação específica da influência destes fatores, permite-se admitir que, na situação de cálculo, em cada nó do contraventamento seja considerada uma força F_{1d}, com direção perpendicular ao plano de resistência dos elementos do sistema principal, de intensidade convencional, conforme o que adiante se estabelece.

7.6.2 Contraventamento de peças comprimidas

Para as peças comprimidas pela força de cálculo N_d, com articulações fixas em ambas as extremidades, cuja estabilidade requeira o contraventamento lateral por elementos espaçados entre si da distância L_1, devem ser respeitadas as seguintes condições adiante especificadas em função dos parâmetros mostrados na figura 4 .

As forças F_{1d} atuantes em cada um dos nós do contraventamento podem ser admitidas com o valor mínimo convencional de $N_d/150$, correspondente a uma curvatura inicial da peça com flechas da ordem de 1/300 do comprimento do arco correspondente.

A rigidez $K_{br,1}$ da estrutura de apoio transversal das peças de contraventamento deve garantir que a eventual instabilidade teórica da barra principal comprimida corresponda a um eixo deformado constituído por m semi-ondas de comprimento L_1 entre nós indeslocáveis. A rigidez $K_{br,1}$ deve ter pelo menos o valor dado por:

$$K_{br,1,mín.} = 2\,\alpha_m \frac{\pi^2 E_{c0,ef}\, I_2}{L_1^3}$$

Sendo

$$\alpha_m = 1 + \cos\frac{\pi}{m} \quad \text{(ver tabela 17)}$$

onde:

m é o número de intervalos de comprimento L_1 entre as (m-1) linhas de contraventamento ao longo do comprimento total L da peça principal;

L_1 é a distância entre elementos de contraventamento;

$E_{c0,ef}$ é o valor do módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira da peça principal contraventada, conforme 6.4.9;

I_2 é o momento de inércia da seção transversal da peça principal contraventada, para flexão no plano de contraventamento.

Se os elementos de contraventamento forem comprimidos pelas forças F_{1d}, eles também deverão ter sua estabilidade verificada. Esta verificação é dispensada quando os elementos de contraventamento forem efetivamente fixados em ambas as extremidades, de modo que eles possam cumprir sua função, sendo solicitados apenas à tração em um de seus lados.

As emendas dos elementos de contraventamento e as suas fixações às peças principais contraventadas devem ser dimensionadas para resistirem às forças F_{1d}.

Tabela 17 - Valores de α_m

m	α_m
2	1
3	1,5
4	1,7
5	1,8
∞	2

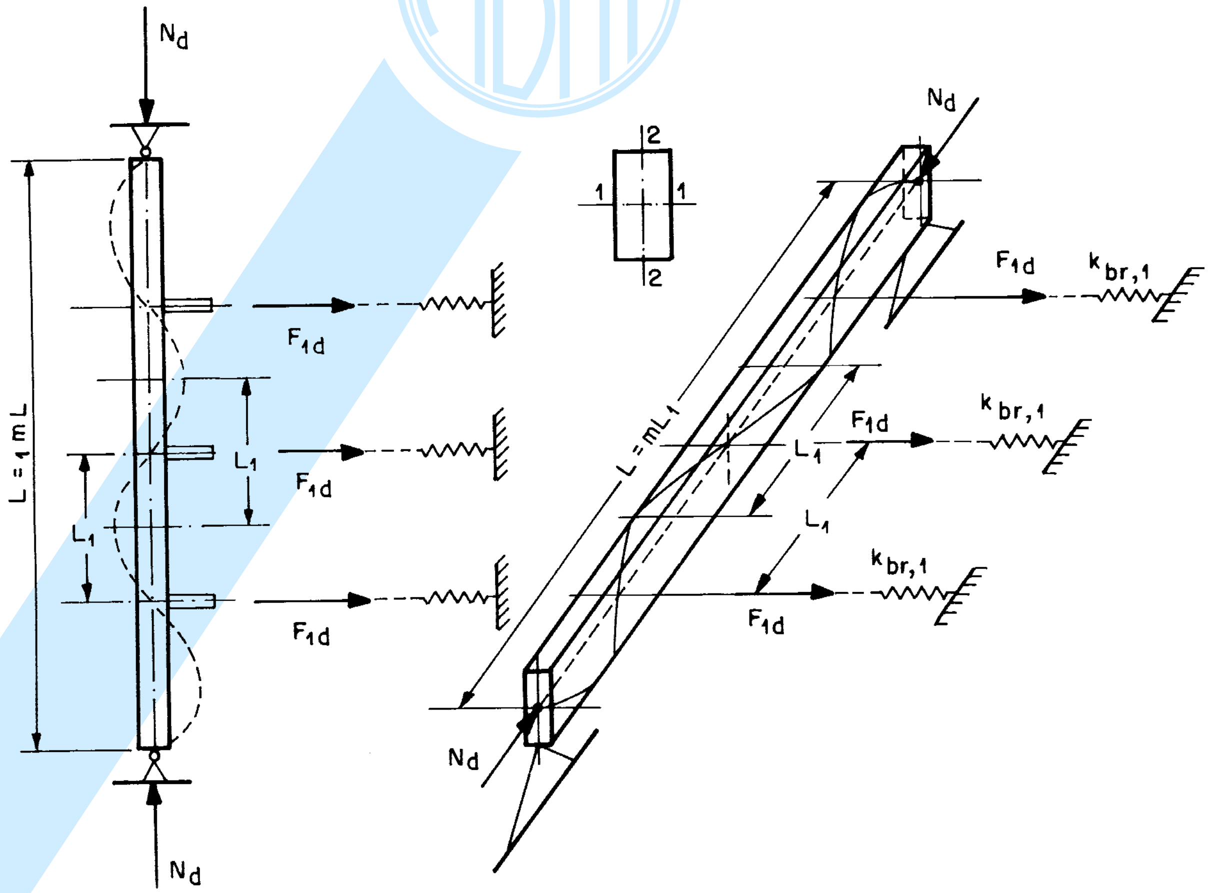


Figura 4 - Parâmetros para verificação da estabilidade lateral

7.6.3 Contraventamento do banzo comprimido das peças fletidas

Para o contraventamento do banzo comprimido de treliças ou de vigas fletidas, admitem-se as mesmas hipóteses especificadas em 7.6.2, adotando-se para F_{1d} os mesmos valores anteriores, aplicados neste caso à resultante R_{cd} das tensões de compressão atuantes nesse banzo, na situação de cálculo.

No caso de vigas, a validade desta hipótese exige que esteja impedida a rotação, em torno de seu eixo longitudinal, das seções transversais de suas duas extremidades.

7.6.4 Estabilidade global de elementos estruturais em paralelo

Para um sistema estrutural principal, formado por uma série de n elementos estruturais planos em paralelo, cuja estabilidade lateral individual requeira contraventamento, deve ser prevista uma estrutura de contraventamento, composta por outros elementos estruturais planos, dispostos em planos perpendiculares ao plano dos elementos contraventados.

Se a estrutura de contraventamento estiver submetida a carregamentos externos atuantes na construção, os seus efeitos devem ser acrescidos aos decorrentes da função de contraventamento.

No caso de estruturas de cobertura, na falta de uma análise estrutural rigorosa, permite-se considerar a estrutura de contraventamento como composta por um sistema de treliças verticais, dispostas perpendicularmente aos elementos do sistema principal, e por treliças dispostas perpendicularmente ao plano dos elementos do sistema estrutural principal, no plano horizontal e no plano da cobertura, colocadas nas extremidades da construção e em posições intermediárias com espaçamentos não superiores a 20 m.

O sistema de treliças verticais é formado por duas diagonais, dispostas verticalmente em pelo menos um de cada três vãos definidos pelos elementos do sistema principal, e por peças longitudinais que liguem continuamente, de uma extremidade a outra da construção, os nós homólogos dos banzos superior e inferior dos elementos do sistema principal, como mostrado na figura 5.

Em cada nó pertencente ao banzo comprimido dos elementos do sistema principal, deve ser considerada uma força transversal ao elemento principal, com intensidade $F_{1d} = N_d/150$, onde N_d é o valor de cálculo da resultante das tensões atuantes no banzo comprimido de um elemento do sistema principal.

As estruturas de contraventamento das extremidades da construção, como mostrado na figura 6, e de eventuais posições intermediárias, quando existentes, devem resistir, em cada um de seus nós, a forças cujo valor de cálculo F_d corresponda pelo menos a 2/3 da resultante das n forças F_{1d} existentes no trecho a ser estabilizado pela estrutura de contraventamento considerada.

A rigidez destas estruturas de contraventamento deve ser tal que o seu nó mais deslocável atenda à exigência de rigidez mínima

$$K_{br} \geq \frac{2}{3} n K_{br,1,mín.}$$

onde $K_{br,1,mín.}$ é dado em 7.6.2.

7.7 Peças compostas

7.7.1 Generalidades

As peças compostas por elementos justapostos solidarizados continuamente podem ser consideradas como se fossem peças maciças, com as restrições adiante estabelecidas.

7.7.2 Peças compostas de seção T, I ou caixão, ligadas por pregos

As peças compostas por peças serradas formando seção T, I ou caixão, solidarizadas permanentemente por ligações rígidas por pregos, definidas em 8.3.1, dimensionadas ao cisalhamento como se a viga fosse de seção maciça, solicitadas a flexão simples ou composta, podem ser dimensionadas como peças maciças, com seção transversal de área igual à soma das áreas das seções dos elementos componentes, e momento de inércia efetivo dado por

$$I_{ef} = \alpha_r I_{th}$$

onde I_{th} é o momento de inércia da seção total da peça como se ela fosse maciça, sendo

- para seções T: $\alpha_r = 0,95$

- para seções I ou caixão: $\alpha_r = 0,85$

Na falta de verificação específica da segurança em relação à estabilidade da alma, recomenda-se o emprego de enrijecedores perpendiculares ao eixo da viga, com espaçamento máximo de duas vezes a altura total da viga.

7.7.3 Peças compostas com alma em treliça ou de chapa de madeira compensada

As peças compostas com alma em treliça formada por tábuas diagonais e as peças compostas com alma formada por chapa de madeira compensada devem ser dimensionadas à flexão simples ou composta, considerando exclusivamente as peças dos banzos tracionado e comprimido, sem redução de suas dimensões.

A alma dessas vigas e as suas ligações com os respectivos banzos devem ser dimensionadas a cisalhamento como se a viga fosse de seção maciça.

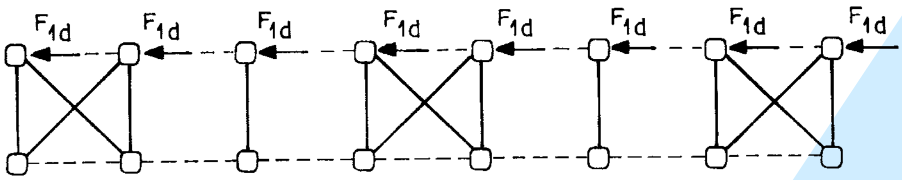


Figura 5 - Arranjo vertical de contraventamento

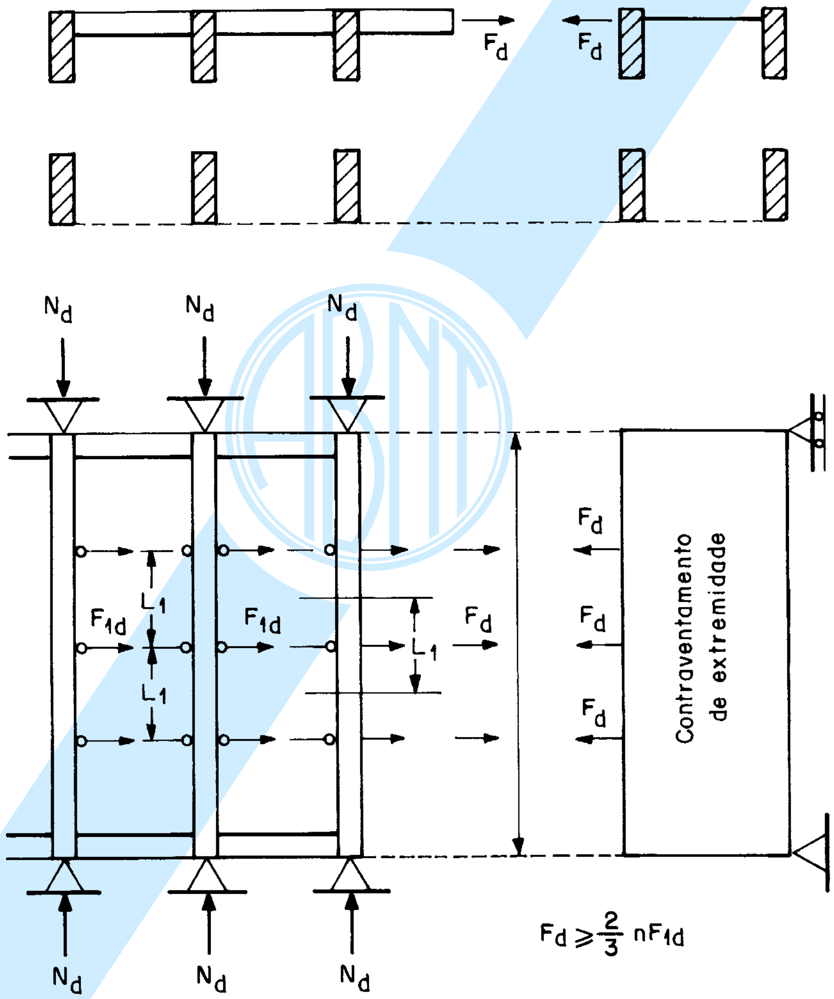


Figura 6 - Arranjo horizontal de contraventamento

7.7.4 Peças compostas por lâminas de madeira colada

As peças de madeira laminada colada devem ser formadas por lâminas com espessuras não superiores a 30 mm de madeira de primeira categoria conforme as exigências de 6.4.4, coladas com adesivo à prova d'água, à base de fenol-formaldeído sob pressão, em processo industrial adequado que solidarize permanentemente o sistema.

As lâminas podem ser dispostas com seus planos médios paralelamente ou perpendicularmente ao plano de atuação das cargas.

Em lâminas adjacentes, de espessura t, suas emendas devem estar afastadas entre si de uma distância pelo menos igual a 25 t ou à altura h da viga.

Todas as emendas contidas em um comprimento igual à altura da viga são consideradas como pertencentes à mesma seção resistente.

As lâminas emendadas possuem a seção resistente reduzida

$$A_{red} = \alpha_r A_{ef}$$

onde α_r tem os seguintes valores

- emendas dentadas (*finger joints*): $\alpha_r = 0{,}9$
- emendas em cunha com inclinação de 1:10: $\alpha_r = 0{,}85$
- emendas de topo: $\alpha_r = 0$

7.7.5 Peças compostas de seção retangular ligadas por conectores metálicos

As vigas compostas de seção retangular, ligadas por conectores metálicos, solicitadas à flexão simples ou composta, suposta uma execução cuidadosa e a existência de parafusos suplementares que solidarizem permanentemente o sistema, podem ser dimensionadas à flexão, em estado limite último, como se fossem peças maciças, reduzindo-se o momento de inércia da seção composta, adotando-se:

$$I_{ef} = \alpha_r I_{th}$$

sendo

- para dois elementos superpostos: $\alpha_r = 0{,}85$
- para três elementos superpostos: $\alpha_r = 0{,}70$

onde I_{ef} é o valor efetivo e I_{th} o seu valor teórico.

Os conectores metálicos devem ser dimensionados para resistirem ao cisalhamento que existiria nos planos de contato das diferentes peças como se a peça fosse maciça.

7.8 Estabilidade de peças compostas

7.8.1 Peças solidarizadas continuamente

A estabilidade das peças compostas por elementos justapostos solidarizados continuamente pode ser verificada como se elas fossem maciças com as restrições impostas em 7.7.

7.8.2 Peças solidarizadas descontinuamente

As peças compostas solidarizadas descontinuamente por espaçadores interpostos ou por chapas laterais de fixação, como mostrado na figura 7, devem ter sua segurança verificada em relação ao estado limite último de instabilidade global.

Para as peças compostas por dois ou três elementos de seção transversal retangular, permite-se a verificação especificada por esta Norma conforme 7.5, como se elas fossem de seção maciça, nas condições adiante estabelecidas.

Os espaçadores devem estar igualmente afastados entre si ao longo do comprimento L da peça. A sua fixação aos elementos componentes deve ser feita por ligações rígidas com pregos ou parafusos, conforme as exigências de 8.3.1.

Permite-se que estas ligações sejam feitas com apenas dois parafusos ajustados dispostos ao longo da direção do eixo longitudinal da peça, afastados entre si de no mínimo 4d e das bordas do espaçador de pelo menos 7 d, desde que o diâmetro de pré-furação d_0 seja feito igual ao diâmetro d do parafuso.

Nessa verificação, para as seções mostradas na figura 8, admitem-se as seguintes relações:

Seção do elemento componente

$$A_1 = b_1 h_1$$

$$I_1 = b_1 h_1^3 / 12$$

$$I_2 = h_1 b_1^3 / 12$$

Seção composta

$$A = n A_1$$

$$I_x = n I_1$$

$$I_y = n I_2 + 2 A_1 a_1^2$$

$$I_{y,ef} = \beta_I I_y$$

com

$$\beta_I = \frac{I_2 m^2}{I_2 m^2 + \alpha_y I_y}$$

onde:

m = número de intervalos de comprimento L_1 em que fica dividido o comprimento L total da peça;

$\alpha_y = 1{,}25$ para espaçadores interpostos;

$\alpha_y = 2{,}25$ para chapas laterais de fixação;

$$m = \frac{L}{L_1}$$

A verificação deve ser feita como se a peça fosse maciça de seção transversal com área A e momentos de inércia I_x e $I_{y,ef}$.

Nessa verificação, as condições de segurança especificadas em 7.5 são representadas por

$$\frac{N_d}{A} + \frac{M_d I_2}{I_{y,ef} W_2} + \frac{M_d}{2a_1 A_1}\left(1 - n\frac{I_2}{I_{y,ef}}\right) \le f_{c0,d}$$

onde

$$W_2 = \frac{I_2}{b_1 / 2}$$

A segurança dos espaçadores e de suas ligações com os elementos componentes deve ser verificada para um esforço de cisalhamento cujo valor convencional de cálculo é dado por

$$V_d = A_1 f_{v0,d} \frac{L_1}{a_1}$$

Dispensa-se a verificação da estabilidade local dos trechos de comprimento L_1 dos elementos componentes, desde que respeitada as limitações:

$$9 b_1 \le L_1 \le 18 b_1$$

$a \le 3 b_1$: peças interpostas

$a \le 6 b_1$: peças com chapas laterais

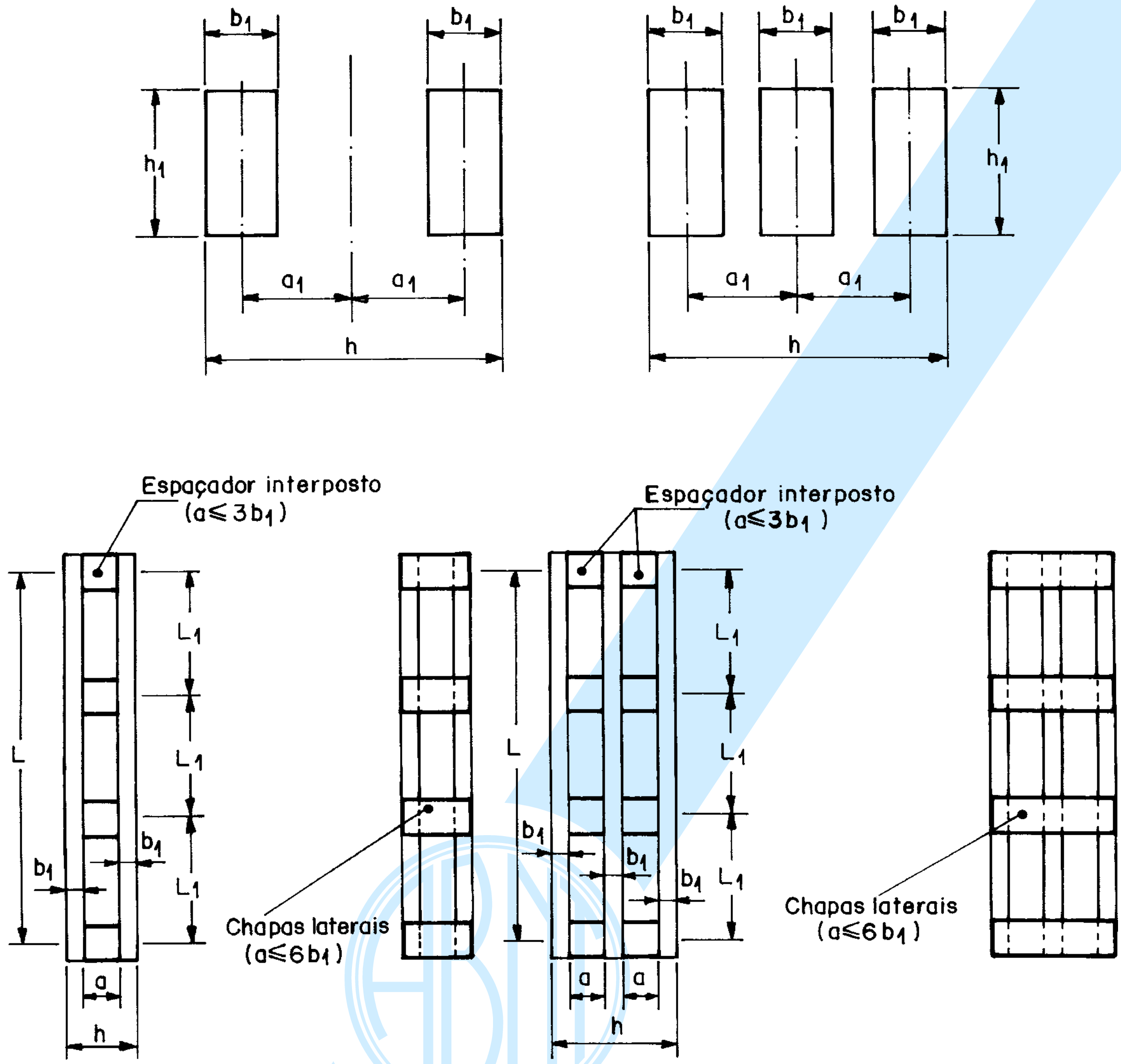


Figura 7 - Peças solidarizadas descontinuamente

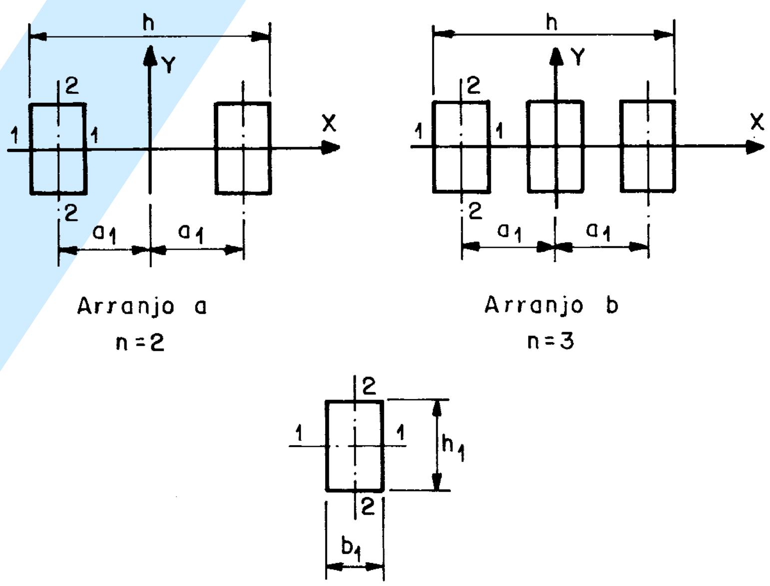


Figura 8 - Seções compostas por dois ou três elementos iguais

8 Ligações

8.1 Generalidades

8.1.1 As ligações mecânicas das peças de madeira podem ser feitas por meio dos seguintes elementos:

- pinos metálicos;

- cavilhas;

- conectores.

Os pinos metálicos podem ser constituídos por pregos ou parafusos.

As cavilhas são pinos de madeira torneados.

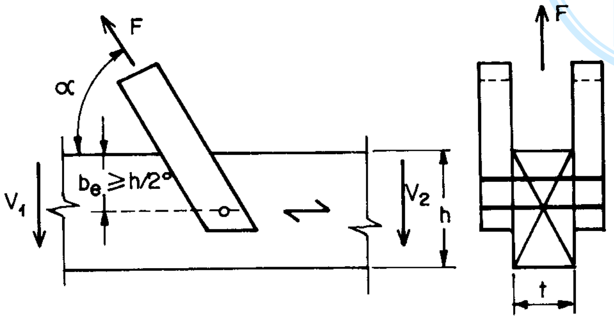
Os conectores podem ser constituídos por anéis metálicos ou por chapas metálicas com dentes estampados.

No cálculo das ligações não é permitido levar em conta o atrito das superfícies em contato, nem de esforços transmitidos por estribos, braçadeiras ou grampos.

Devem ser respeitados os espaçamentos especificados e a pré-furação especificada para evitar o fendilhamento da madeira em virtude da presença dos elementos de união.

Para evitar a ruptura por tração normal às fibras em regiões de ligações localizadas, deve-se fazer a seguinte verificação:

$$V_d \leq \frac{2 \cdot f_{vd} \cdot b_e \cdot t}{3}$$



onde:

V_d é a força cortante fictícia determinada por $V_1 + V_2 = F \operatorname{sen} \alpha$;

b_e é a distância do eixo do pino mais afastado à borda do lado da solicitação, com $b_e \geq h/2$;

t é a espessura da peça principal;

f_{vd} é a resistência de cálculo ao cisalhamento paralelo às fibras;

α é o ângulo de inclinação da força F em relação às fibras;

h é a altura total da seção transversal da peça principal.

8.1.2 Ligações excêntricas

Quando não for possível impedir a presença de binários atuando no plano da união, além das tensões primárias decorrentes dos esforços atuantes nas peças interligadas, também devem ser consideradas as tensões secundárias devidas às excentricidades existentes entre os eixos mecânicos das peças interligadas e o centro de rotação da união em seu plano de atuação.

8.1.3 Ligações com cola

As ligações com cola somente podem ser empregadas em juntas longitudinais da madeira laminada colada.

O emprego de cola nas ligações deve obedecer a prescrições técnicas provadamente satisfatórias. Somente pode ser colada madeira seca ao ar livre ou em estufa. A resistência da junta colada deve ser no mínimo igual à resistência ao cisalhamento longitudinal da madeira.

8.1.4 Critério de dimensionamento

O dimensionamento dos elementos de ligação deve obedecer a condições de segurança do tipo

$$S_d \leq R_d$$

onde R_d é o valor de cálculo da resistência dos elementos da ligação e S_d o valor de cálculo das solicitações nela atuantes.

Em princípio, o estado limite último da ligação pode ser atingido por deficiência de resistência da madeira da peça estrutural ou do elemento de ligação.

8.1.5 Ligação de diferentes peças estruturais

As ligações de diferentes peças estruturais podem ser feitas pelos meios usuais das ligações de peças de madeira ou pelo emprego de elementos intermediários de aço.

A segurança desses elementos intermediários de aço deve ser verificada de acordo com a NBR 8800.

8.2 Resistência de embutimento da madeira

A resistência de embutimento da madeira é determinada por meio do ensaio de embutimento padronizado especificado no anexo B.

Na falta da determinação experimental específica, admitem-se as relações aproximadas apresentadas em 7.2.7, expressas por

$$f_{e0,d} = f_{c0,d}$$

$$f_{e90,d} = 0,25\, f_{c0,d} \cdot \alpha_e$$

onde o coeficiente α_e é dado pela tabela 14 .

8.3 Ligações com pinos metálicos

8.3.1 Rigidez das ligações

As ligações com dois ou três pinos são consideradas deformáveis, permitindo-se o seu emprego exclusivamente

em estruturas isostáticas. No projeto, estas ligações serão calculadas como se fossem rígidas, dando-se à estrutura isostática uma contraflecha compensatória, de pelo menos L/100, onde L é o vão teórico da estrutura considerada.

Nunca serão utilizadas ligações com um único pino.

As ligações com quatro ou mais pinos podem ser consideradas rígidas nas condições seguintes.

As ligações pregadas com quatro ou mais pregos são consideradas rígidas, desde que respeitados os diâmetros de pré-furação especificados em 8.3.2 .

As ligações parafusadas com quatro ou mais parafusos são consideradas rígidas ou deformáveis, de acordo com o diâmetro de pré-furação adotado, conforme 8.3.3.

8.3.2 Pré-furação das ligações pregadas

Em uniões pregadas será obrigatoriamente feita a pré-furação da madeira, com diâmetro d_0 não maior que o diâmetro d_{ef} do prego, com os valores usuais:

coníferas: $d_0 = 0{,}85\ d_{ef}$

dicotiledôneas: $d_0 = 0{,}98\ d_{ef}$

onde d_{ef} é o diâmetro efetivo medido nos pregos a serem usados.

Em estruturas provisórias, admite-se o emprego de ligações pregadas sem a pré-furação da madeira, desde que se empreguem madeiras moles de baixa densidade, $\rho_{ap} \le 600$ kg/m^3, que permitam a penetração dos pregos sem risco de fendilhamento, e pregos com diâmetro d não maior que 1/6 da espessura da madeira mais delgada e com espaçamento mínimo de 10 d.

8.3.3 Pré-furação das ligações parafusadas

Para que as ligações parafusadas sejam consideradas rígidas, a pré-furação deve ser feita com diâmetro d_0 não maior o diâmetro d do parafuso, acrescido de 0,5 mm. Caso sejam empregados diâmetros d_0 maiores, a ligação deve ser considerada deformável.

8.3.4 Resistência dos pinos

A resistência total de um pino de ligação é dada pela soma das resistências correspondentes às suas diferentes seções de corte.

Nas ligações com até oito pinos em linha, dispostos paralelamente ao esforço a ser transmitido, a resistência total é dada pela soma das resistências de cada um dos pinos.

Nas ligações com mais de oito pinos, os pinos suplementares devem ser considerados com apenas 2/3 de sua resistência individual. Neste caso, sendo n o número efetivo de pinos, a ligação deve ser calculada com o número convencional

$$n_0 = 8 + \frac{2}{3}(n - 8)$$

Os pregos estruturais devem ser feitos de aço com resistência característica de escoamento f_{yk} de pelo menos 600 MPa, e devem ter diâmetro mínimo de 3 mm.

Recomenda-se que os parafusos estruturais tenham diâmetros não menores que 10 mm e resistência característica de escoamento f_{yk} de pelo menos 240 MPa.

A resistência de um pino, correspondente a uma dada seção de corte entre duas peças de madeira, é determinada em função das resistências de embutimento f_{wed} das duas madeiras interligadas, da resistência de escoamento f_{yd} do pino metálico, do diâmetro d do pino e de uma espessura convencional t, tomada com a menor das espessuras t_1 e t_2 de penetração do pino em cada um dos elementos ligados, como mostrado na figura 9.

Nas ligações parafusadas deve ser $d \le t/2$ e nas ligações pregadas deve ser $d \le t/5$. Permite-se $d \le t/4$ nas ligações pregadas, desde que $d_0 = d_{ef}$

Nas ligações pregadas, a penetração em qualquer uma das peças ligadas não deve ser menor que a espessura da peça mais delgada. Caso contrário, o prego será considerado não resistente.

Em ligações localizadas, a penetração da ponta do prego na peça de madeira mais distante de sua cabeça deve ser de pelo menos 12 d ou igual à espessura dessa peça. Em ligações corridas, esta penetração pode ser limitada ao valor de t_1.

O valor de cálculo da resistência de um pino metálico correspondente a uma única seção de corte é determinado em função do valor do parâmetro

$$\beta = \frac{t}{d}$$

onde t é a espessura convencional da madeira e d o diâmetro do pino, estabelecendo-se como valor limite

$$\beta_{lim} = 1{,}25 \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{ed}}}$$

sendo f_{yd} a resistência de cálculo ao escoamento do pino metálico, determinada a partir de f_{yk} com γ_s=1,1, e f_{ed} a resistência de cálculo de embutimento, conforme 7.2.7.

O valor de cálculo $R_{vd,1}$ da resistência de um pino, correspondente a uma única seção de corte, é dada pelas expressões seguintes:

I - Embutimento na madeira

$$\beta \le \beta_{lim}$$

$$R_{vd,1} = 0{,}40 \frac{t^2}{\beta} f_{ed}$$

II - Flexão do pino

$$\beta > \beta_{lim}$$

$$R_{vd,1} = 0{,}625 \frac{d^2}{\beta_{lim}} f_{yd} \quad (\text{com } \beta = \beta_{lim})$$

$$\text{tomando-se } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \text{ sendo } \gamma_s = 1{,}1$$

A resistência de um pino, correspondente a uma dada seção de corte entre uma peça de madeira e uma peça de aço, como mostrado na figura 10, é determinada pela menor das duas resistências, uma referente à ligação do pino com a madeira e a outra à ligação do pino com a parede da peça metálica.

A determinação da resistência referente à ligação do pino com a madeira é feita com os mesmos critérios estabelecidos para a ligação de duas peças de madeira.

A determinação da resistência referente à ligação do pino com a peça de aço é feita de acordo com os critérios da NBR 8800.

No caso de pinos em corte duplo, como mostrado na figura 11, aplicam-se os mesmos critérios anteriores para a determinação da resistência correspondente a cada uma das seções de corte, considerando-se t com o menor dos valores entre t_1 e $t_2/2$ em uma das seções, e entre $t_2/2$ e t_3 na outra.

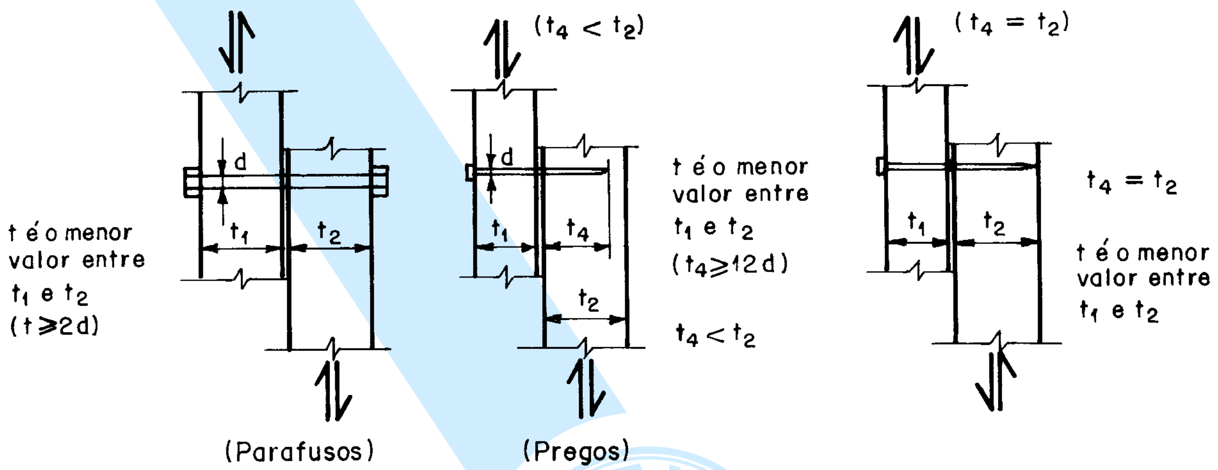


Figura 9 - Pinos em corte simples

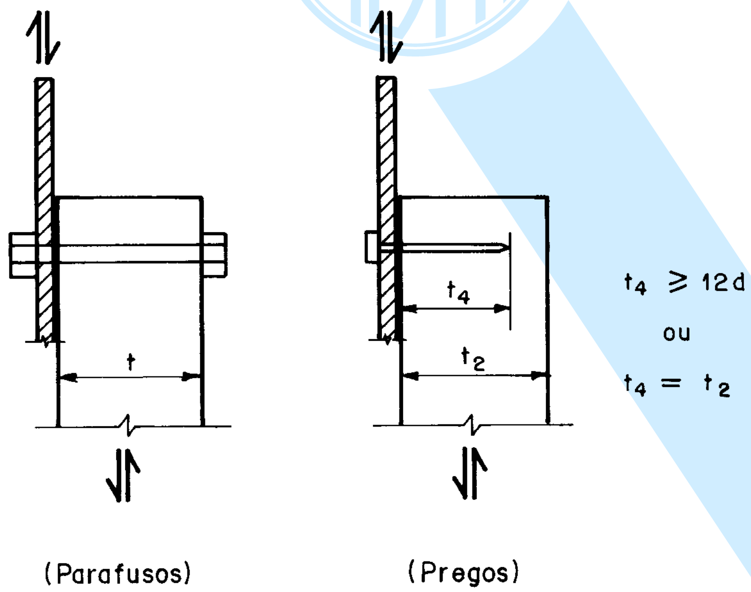


Figura 10 - Ligação entre peça de madeira e peça metálica

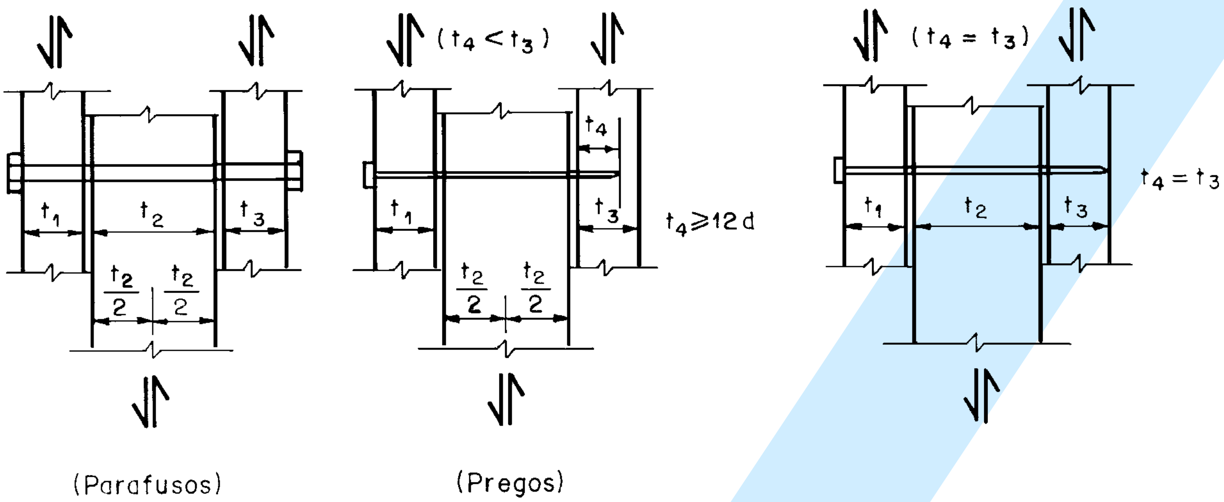


Figura 11 - Pinos em corte duplo

8.4 Ligações com cavilhas

As cavilhas devem ser torneadas e feitas com madeiras duras da classe C60 ou com madeiras moles de $\rho_{ap} \leq 600$ kg/m^3 impregnadas com resinas que aumentem sua resistência.

Para emprego em cavilhas, as madeiras impregnadas devem ter resistências compatíveis com a classe C60.

Admite-se o emprego de cavilhas estruturais apenas com os diâmetros de 16 mm, 18 mm e 20 mm.

8.4.1 Rigidez das ligações

Para as ligações com cavilhas admitem-se as mesmas condições de rigidez especificadas em 8.3.1 para as ligações com pinos metálicos.

8.4.2 Pré-furação das ligações com cavilhas

Nas ligações com cavilhas, a pré-furação deve ser feita com diâmetro d_0 igual ao diâmetro d da cavilha.

8.4.3 Resistência de uma cavilha

A resistência total de uma cavilha é dada pela soma das resistências correspondentes às suas diferentes seções de corte.

O valor de cálculo da resistência de uma cavilha, correspondente a uma dada seção de corte entre duas peças de madeira, é determinada em função da resistência à compressão paralela $f_{c0,d}$ da cavilha, considerada em sua flexão, e da resistência à compressão normal $f_{c90,d}$ da cavilha, considerada na segurança relativa a seu esmagamento, do diâmetro d da cavilha e da espessura t, tomada como a menor das espessuras t_1 e t_2 de penetração nos elementos interligados, como mostrado na figura 12 .

As cavilhas em corte simples podem ser empregadas apenas em ligações secundárias.

No caso de cavilhas em corte duplo, aplicam-se os mesmos critérios para a determinação da resistência correspondente a cada uma das seções de corte, considerando-se t com o menor dos valores entre t_1 e $t_2/2$ em uma das seções, e entre $t_2/2$ e t_3 na outra.

A resistência de cálculo da cavilha $R_{vd,1}$, correspondente a uma única seção de corte, é determinada de modo análogo ao empregado para os pinos metálicos.

Para as cavilhas, consideram-se:

$$\beta = \frac{t}{d}$$

$$\beta_{lim} = \sqrt{\frac{f_{c0,d,cav}}{f_{c90d,cav}}}$$

onde $f_{c0,d,cav}$ é o valor de cálculo da resistência à compressão paralela e $f_{c90d,cav}$ é o valor de cálculo da resistência à compressão normal da cavilha, calculando-se a resistência pelas expressões seguintes:

I - Esmagamento da cavilha

$$\beta \leq \beta_{lim}$$

$$R_{vd,1} = 0{,}4 \frac{t^2}{\beta} f_{c90d,cav}$$

II - Flexão de cavilha

$$\beta > \beta_{lim}$$

$$R_{vd,1} = 0{,}4 \frac{d^2}{\beta_{lim}} f_{c0,d,cav} \quad (\text{com } \beta = \beta_{lim})$$

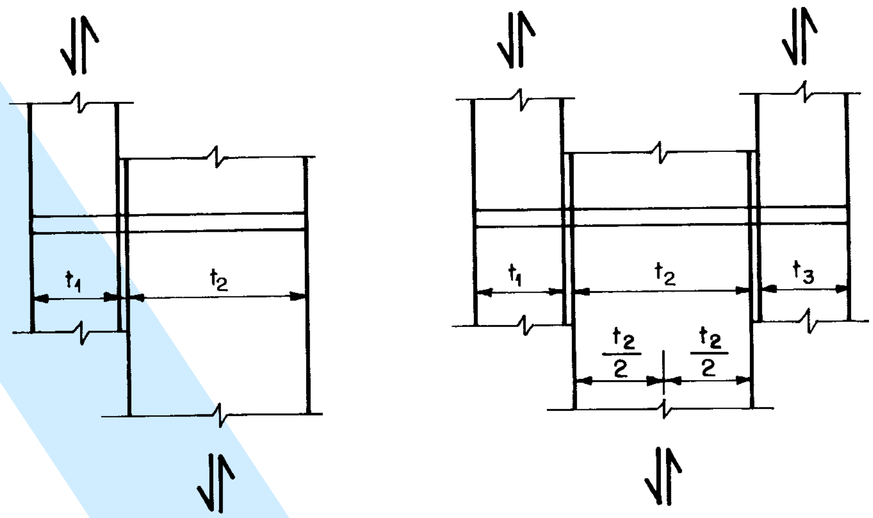


Figura 12 - Ligações com cavilhas

8.5 Ligações com conectores

8.5.1 Ligações com anéis metálicos

Admite-se o emprego de anéis metálicos estruturais apenas com diâmetros internos d de 64 mm e 102 mm. Os anéis de 64 mm e 102 mm devem ser acompanhados por parafusos de 12 mm e 19 mm, respectivamente, colocados no centro do anel.

Os anéis devem ser fabricados com aço submetido às prescrições da NBR 8800.

As ligações com anéis são consideradas rígidas.

8.5.2 Dimensões padronizadas dos anéis metálicos

Os anéis de 64 mm de diâmetro devem ter espessura da parede não menor que 4 mm, e os anéis de 102 mm de diâmetro devem ter espessura não menor que 5 mm.

8.5.3 Resistência de um anel metálico

A resistência de um anel metálico correspondente a uma dada seção de corte da ligação entre duas peças de madeira é determinada em função das resistências ao cisalhamento longitudinal $f_{v0,d}$ das duas madeiras interligadas.

O valor de cálculo da resistência ao cisalhamento da madeira correspondente a um anel metálico é dado pelo menor dos valores:

$$R_{anel,1} = \frac{\pi d^2}{4} f_{v0,d} \quad \text{e} \quad R_{anel,2} = t\, d\, f_{c\alpha,d}$$

onde t é a profundidade de penetração do anel em cada peça de madeira, d o seu diâmetro interno, como mostrado na figura 13, e $f_{c\alpha,d}$ o valor de cálculo da resistência à compressão inclinada de α.

8.5.4 Ligações com chapas com dentes estampados

As chapas com dentes estampados somente podem ser empregadas em ligações estruturais quando a eficiência da cravação for garantida por seu executor.

Os valores da resistência de cálculo que podem ser atribuídos às chapas com dentes estampados, correspondentes a uma única seção de corte, devem ser garantidos pelo respectivo fabricante, de acordo com a legislação brasileira.

8.6 Espaçamentos entre elementos de ligação

8.6.1 Espaçamentos em ligações com pinos (pregos com pré-furação, parafusos e cavilhas)

Os espaçamentos mínimos recomendados são os seguintes:

a) entre o centro de dois pinos situados em uma mesma linha paralela à direção das fibras: pregos, cavilhas e parafusos afastados 6 d; parafusos 4 d;

b) do centro do último pino à extremidade de peças tracionadas: 7 d;

c) do centro do último pino à extremidade de peças comprimidas: 4 d;

d) entre os centros de dois pinos situados em duas linhas paralelas à direção das fibras, medido perpendicularmente às fibras: 3 d;

e) do centro de qualquer pino à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for paralelo às fibras: 1,5 d;

f) do centro de qualquer pino à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for normal às fibras, do lado onde atuam tensões de tração normal: 1,5 d;

g) do centro de qualquer pino à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for normal às fibras, do lado onde atuam tensões de compressão normal: 4 d.

Estes espaçamentos estão representados na figura 14.

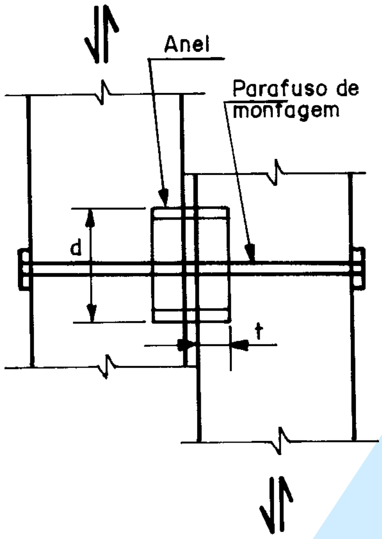


Figura 13 - Ligações com anéis metálicos

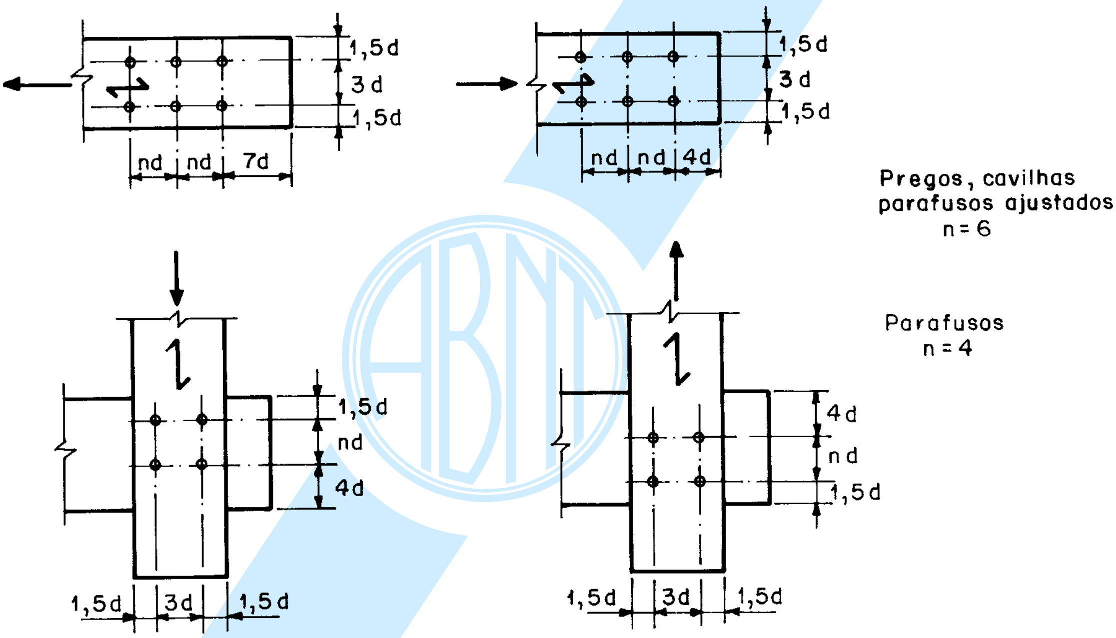


Figura 14 - Espaçamentos em ligações com pinos

8.6.2 Espaçamentos em ligações com anéis metálicos

Nas ligações em que forem usados anéis metálicos, eles devem ser aplicados em ranhuras previamente feitas nas peças de madeira, com ferramentas apropriadas.

Os espaçamentos mínimos recomendados são os seguintes:

a) entre os centros de anéis metálicos na direção das fibras: 1,5 d;

b) do centro de qualquer anel metálico à extremidade da peça, no caso de esforço de tração paralelo às fibras: 1,5 d;

c) do centro de qualquer anel metálico à extremidade da peça, no caso de esforço de compressão paralelo às fibras: 1,0 d;

d) do centro de qualquer anel metálico à borda lateral: 0,75 d;

e) do centro de qualquer anel metálico à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for normal às fibras, do lado onde são acarretadas tensões de tração normal: 1,0 d;

f) do centro de qualquer anel metálico à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for normal às fibras, do lado onde são acarretadas tensões de compressão normal: 0,75 d.

Estes espaçamentos estão representados na figura 15.

O diâmetro mínimo do parafuso será de 12 mm para anéis metálicos com 64 mm de diâmetro interno e de 19 mm para anéis metálicos com diâmetro interno de 102 mm.

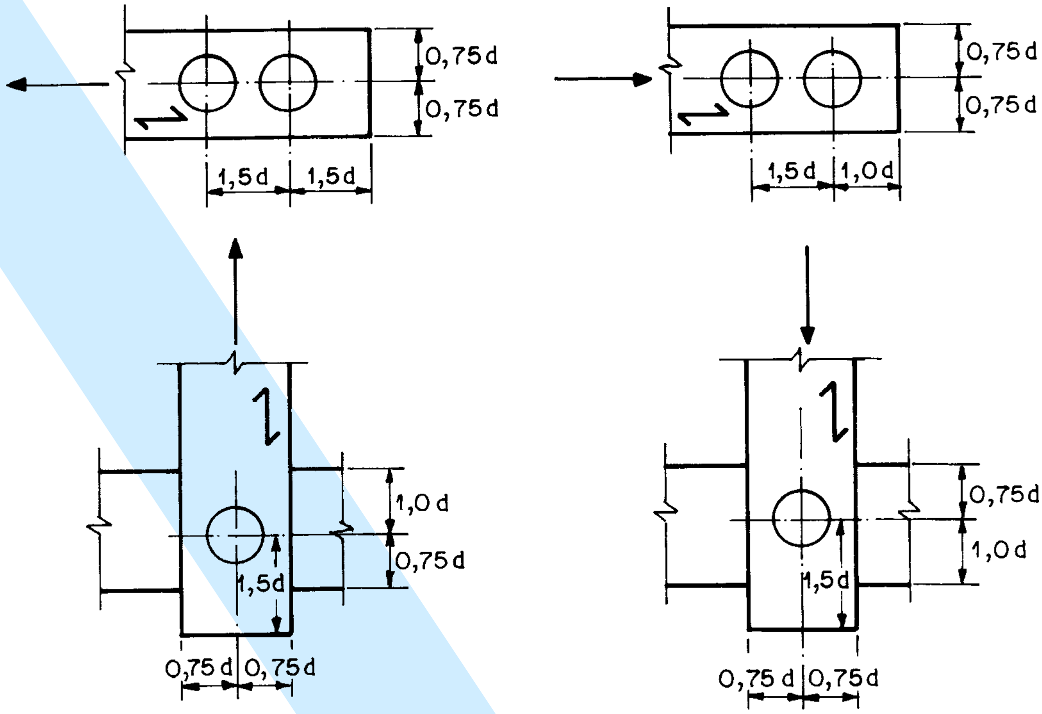


Figura 15 - Espaçamentos em ligações com anéis metálicos

9 Dimensionamento - Estados limites de utilização

9.1 Critérios gerais

9.1.1 Estados limites a considerar

Na verificação da segurança das estruturas de madeira são usualmente considerados os estados limites de utilização caracterizados por:

a) deformações excessivas, que afetam a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;

b) danos em materiais não estruturais da construção em decorrência de deformações da estrutura;

c) vibrações excessivas.

9.1.2 Critério de verificação da segurança

A verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização deve ser feita por condições do tipo

$$S_{d,uti} \leq S_{lim}$$

onde:

S_{lim} é o valor limite fixado para o efeito estrutural que determina o aparecimento do estado limite considerado;

$S_{d,uti}$ são os valores desses mesmos efeitos, decorrentes da aplicação das ações estabelecidas para a verificação, calculados com a hipótese de comportamento elástico linear da estrutura.

Para estas verificações, admite-se, conforme 5.6.3, $\gamma_f = 1,0$, salvo exigência em contrário, expressa em norma especial.

No cálculo de $S_{d,uti}$ devem ser levados em conta os coeficientes de combinação ψ_1 e ψ_2 cujos valores são estabelecidos para os casos usuais pela tabela 2.

9.1.3 Construções correntes

Nas construções correntes, as verificações da segurança em relação aos estados limites de utilização são feitas admitindo-se apenas os carregamentos usuais, correspondentes às combinações de longa duração, expressas em 5.8.1 por

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^{n} \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

com os coeficientes ψ_2 dados em 5.4.6 .

9.1.4 Construções com materiais frágeis não estruturais

Nas construções em que haja materiais frágeis não estruturais e nas construções em que o controle de deformações seja particularmente importante, a verificação da segurança deve ser feita com as combinações de média ou de curta duração especificadas respectivamente em 5.8.2 e 5.8.3, a critério do proprietário da obra, em função do rigor da segurança pretendida.

9.1.5 Construções especiais

Em casos especiais, a critério do proprietário da construção, pode ser exigida a verificação da segurança em função das combinações de duração instantânea, especificadas em 5.8.4 .

9.1.6 Efeitos da umidade e da duração do carregamento

A determinação das deformações das estruturas deve ser feita em função das classes de umidade que serão mantidas durante a vida útil da construção, definidas em 6.1.5, e das classes de carregamento, definidas em 6.4.4.

A consideração dos efeitos da umidade e da duração do carregamento é feita considerando-se o módulo de elasticidade efetivo $E_{c0,ef}$ da madeira, determinado conforme 6.4.9 .

9.2 Estados limites de deformações

A menos que haja restrições especiais impostas por normas particulares ou pelo proprietário da construção, a verificação da segurança em relação aos estados limites de deformações deve ser feita como indicado a seguir, para as combinações de utilização definidas em 9.1.3 .

9.2.1 Deformações limites para as construções correntes

Deve ser verificada a segurança em relação ao estado limite de deformações excessivas que possam afetar a utilização normal da construção ou seu aspecto estético, considerando apenas as combinações de ações de longa duração, conforme 9.1.3, levando-se em conta a rigidez efetiva definida pelo módulo $E_{c0,ef}$ especificado em 6.4.9.

A flecha efetiva u_{ef}, determinada pela soma das parcelas devidas à carga permanente u_G e à carga acidental u_Q, não pode superar 1/200 dos vãos, nem 1/100 do comprimento dos balanços correspondentes.

As flechas devidas às ações permanentes podem ser parcialmente compensadas por contraflechas u_0 dadas na construção. Neste caso, na verificação da segurança, as flechas devidas às ações permanentes podem ser reduzidas de u_0, mas não se considerando reduções superiores a $\frac{2}{3}\, u_G$, como mostrado na figura 16.

Nos casos de flexão oblíqua, os limites anteriores de flechas podem ser verificados isoladamente para cada um dos planos principais de flexão.

9.2.2 Deformações limites para as construções com materiais frágeis não estruturais

Nas construções em que haja materiais frágeis ligados à estrutura, como forros, pisos e divisórias, cuja fissuração não possa ser evitada por meio de disposições construtivas adequadas, a verificação da segurança em relação aos estados limites de deformações procura evitar danos a esses materiais não estruturais.

Nestes casos, as combinações de ações a considerar são as especificadas em 5.8.2 ou 5.8.3 conforme o rigor da segurança pretendida.

As flechas totais, incluindo o efeito da fluência, devidas às combinações de ações consideradas, não devem superar 1/350 dos vãos, nem 1/175 do comprimento dos balanços correspondentes. As flechas devidas apenas às ações variáveis da combinação considerada não devem superar 1/300 dos vãos ou 1/150 do comprimento dos balanços correspondentes, nem o valor absoluto de 15 mm.

9.2.3 Deformações limites para construções especiais

Em construções especiais, tais como formas para concreto estrutural, cimbramentos, torres etc, as deformações limites devem ser estabelecidas pelo proprietário da construção, ou por normas especiais referentes às mesmas.

9.3 Estados limites de vibrações

Em construções submetidas a fontes de vibração, devem ser adotadas disposições construtivas que evitem a presença de vibrações excessivas da estrutura. Nas estruturas sobre as quais o público em geral pode caminhar, devem ser evitadas vibrações que tragam desconforto aos usuários.

No caso particular de pisos sobre os quais as pessoas andem regularmente, como os de residências e escritórios, a menor freqüência natural de vibração dos elementos da estrutura do piso não deve ser inferior a 8 Hz. Para esta finalidade, as placas compostas por elementos diagonais podem ser assimiladas a peças maciças.

Para as construções correntes, admite-se que esta condição fique satisfeita se a aplicação do carregamento correspondente à combinação de curta duração, estabelecida em 5.8.3, não provocar flecha imediata superior a 15 mm, considerando-se o módulo de elasticidade conforme 6.4.9 .

10 Disposições construtivas

10.1 Disposições gerais

O sistema estático deve estar claramente definido, de modo a reduzir ao mínimo as incertezas sobre os valores dos esforços nas seções críticas. Nos sistemas estruturais estaticamente indeterminados, deve-se ter sempre em vista o emprego obrigatório de ligações rígidas como definidas em 8.3.1.

Para evitar a deterioração rápida das peças, devem ser tomadas precauções tais como: tratamento preservativo adequado, facilidade de escoamento das águas e arejamento de faces vizinhas e paralelas. Todas as peças da estrutura devem ser projetadas de modo a oferecer facilidade de inspeção.

As peças porventura sujeitas a uma deterioração mais rápida que o resto da estrutura devem ser facilmente substituíveis, tomando-se as precauções para facilitar essas operações, que devem ser consideradas como parte normal dos trabalhos de conservação.

No caso de pontes ferroviárias lastradas, os pranchões resistentes, dispostos transversalmente, deverão ser de madeira tratada.

Em pontes rodoviárias ou para pedestres, sem revestimento protetor, deve-se admitir uma camada de desgaste com pelo menos 2 cm de espessura.

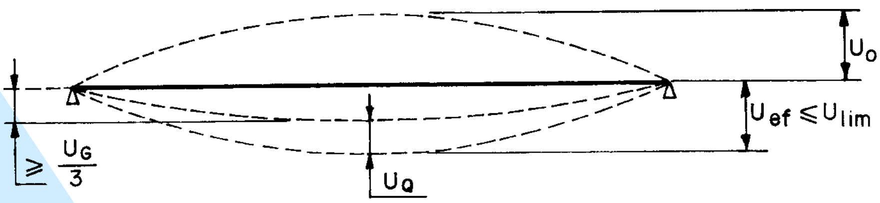


Figura 16 - Verificação das deformações limites

10.2 Dimensões mínimas

10.2.1 Dimensões mínimas das seções transversais

Nas peças principais isoladas, como vigas e barras longitudinais de treliças, a área mínima das seções transversais será de 50 cm^2 e a espessura mínima de 5 cm. Nas peças secundárias esses limites reduzem-se respectivamente a 18 cm^2 e 2,5 cm.

Nas peças principais múltiplas, a área mínima da seção transversal de cada elemento componente será de 35 cm^2 e a espessura mínima de 2,5 cm.

Nas peças secundárias múltiplas, esses limites reduzem-se respectivamente a 18 cm^2 e 1,8 cm .

10.2.2 Diâmetros mínimos de pinos e cavilhas

O diâmetro dos pregos deve respeitar as exigências de 8.3.2; o diâmetro dos parafusos de 8.3.3 e o diâmetro das cavilhas de 8.4.

10.2.3 Dimensões mínimas das arruelas

Na fixação dos parafusos devem ser usadas arruelas com diâmetro ou comprimento do lado de pelo menos 3 d (d é o diâmetro do parafuso) sob a cabeça e a porca. As arruelas devem estar em contato total com as peças de madeira.

A espessura mínima das arruelas de aço será de 9 mm nas pontes de 6 mm em outras estruturas, não devendo em caso algum ser inferior a 1/8 do lado, no caso de arruelas quadradas, ou do diâmetro, no caso de arruelas circulares. A área útil mínima das arruelas deve ser tal que permita utilizar todo o esforço de tração admissível no parafuso, sem exceder a resistência à compressão normal da madeira.

10.2.4 Espessura mínima das chapas de aço

A espessura mínima das chapas de aço das ligações será de 9 mm nas pontes e 6 mm em outros casos.

10.3 Esbeltez máxima

Não será permitido o emprego de peças comprimidas de seção retangular cheia ou de peças comprimidas múltiplas cujo comprimento teórico de referência L_0, definido em 7.5.1, exceda 40 vezes a dimensão transversal correspondente. Nas peças tracionadas esse limite é de 50 vezes.

10.4 Ligações

10.4.1 Ligações com pinos ou cavilhas

Nas regiões de ligação devem ser evitados lascamentos, nós, ranhuras ou outros defeitos que possam comprometer a resistência da ligação.

A menos que esteja de outra maneira especificada, os pregos deverão ser cravados em ângulos aproximadamente retos em relação às fibras da madeira. A superfície das cabeças dos pregos devem estar niveladas com a superfície da madeira.

A pré-furação para pregos e parafusos deve respeitar as especificações de 8.3.2 e 8.3.3, respectivamente.

Os eixos das barras de treliças devem encontrar-se, sempre que possível, nas posições teóricas dos nós. Caso isto não ocorra, devem ser considerados os efeitos secundários correspondentes.

Nas ligações, os elementos resistentes devem ser aplicados com a utilização de ferramentas de furar, ranhurar ou fresar.

Os pinos ou cavilhas devem ser simetricamente dispostos em relação ao eixo da peça, de modo a reduzir ao mínimo o risco de se afrouxarem simultaneamente, em conseqüência de um possível fendilhamento da madeira.

10.4.2 Ligações na madeira laminada colada

A fabricação de elementos estruturais de madeira laminada colada deve ser conduzida em condições de controle industrial.

Os adesivos para fins estruturais devem produzir ligações de resistência e durabilidade tais que a integridade da ligação colada seja mantida por toda a vida esperada da estrutura, na classe de serviço correspondente.

As recomendações dos fabricantes de adesivos em relação à mistura, condições ambientais para aplicação e cura, teor de umidade dos elementos e outros fatores relevantes para o uso adequado do adesivo devem ser seguidos.

Nas peças fabricadas com adesivos que necessitem de um período de condicionamento após o período de pega, até que atinjam a resistência completa, a aplicação de carga deve ser evitada pelo tempo necessário.

10.5 Execução

10.5.1 Disposições gerais

Todo trabalho de carpintaria deve ser feito por operários suficientemente hábeis e experimentados, devidamente assistidos por um mestre carpinteiro, que deve verificar a perfeita ajustagem de todas as superfícies de ligação.

As superfícies de sambladuras, encaixes, ligações de juntas e articulações devem ser feitas de modo a se adaptarem perfeitamente.

Somente é permitido vergar artificialmente madeiras esquadrejadas ou cortar peças curvas de peças retas de maior seção quando se demonstrar a possibilidade de aplicação desse processo sem prejuízo da segurança da estrutura.

As peças que na montagem não se adaptem perfeitamente às ligações ou que se tenham empenado prejudicialmente devem ser substituídas.

Todas as perfurações e escariações, bem como ranhuras e fresamentos para meios de ligações, devem ser feitos a máquina e perfeitamente ajustados.

10.5.2 Contraflechas

Nas peças em que serão dadas contraflechas, estas devem ser distribuídas parabolicamente ao longo do vão.

10.6 Classificação das peças

A classificação das peças de madeira deve respeitar as seguintes condições:

a) as peças de madeira poderão ser classificadas como de primeira categoria somente se forem classificadas como isentas de defeitos por meio do método visual normalizado, e também submetidas a uma classificação mecânica para enquadramento nas classes de resistência especificadas em 6.3.5. Não se permite classificar as madeiras como de primeira categoria apenas por meio de método visual de classificação;

b) as peças serão classificadas como de segunda categoria quando não houver a aplicação simultânea da classificação visual e mecânica;

c) a utilização de máquinas automáticas de classificação mecânica permite enquadrar as peças em lotes de rigidez homogênea, mas não permite enquadrá-las nas classes de resistência especificadas em 6.3.5;

d) para o enquadramento nas classes de resistência estabelecidas em 6.3.5, para as madeiras de primeira ou de segunda categoria, deve ser feita pelo menos a caracterização simplificada, definida em 6.3.3, de acordo com a amostragem definida em 6.4.8;

e) a aceitação de um lote de madeira como pertencente a uma das classes de resistência especificadas em 6.3.5 é feita sob a condição $f_{c0k,ef} \geq f_{c0k,esp}$.

A classificação de um lote somente poderá ser feita por fornecedores que garantam, de acordo com a Legislação Brasileira, a conformidade da resistência característica f_{c0k} à compressão paralela às fibras do material com os valores especificados nas tabelas 8 e 9.

10.7 Durabilidade da madeira

A madeira é um material orgânico sujeito à biodeterioração.

No desenvolvimento do projeto de uma estrutura de madeira, é preciso assegurar uma durabilidade mínima compatível com sua finalidade e com o investimento a ser realizado.

Os componentes de uma construção de madeira podem estar expostos a diferentes classes de risco de biodeterioração em função dos organismos xilófagos presentes no local e das condições ambientais que possam favorecer o ataque.

Na execução das estruturas de madeira, devem ser empregadas espécies que apresentem boa resistência natural à biodeterioração ou que apresentem boa permeabilidade aos líquidos preservativos e que sejam submetidas a tratamentos preservativos adequados e seguros para as estruturas.

/ANEXO A

Anexo A (normativo)
Desenho de estruturas de madeira

A.1 Generalidades

Este anexo apresenta as regras gerais de elaboração de desenhos de estruturas de madeira baseado nas recomendações da NBR 10067.

Os desenhos das estruturas de madeira são classificados em:

a) desenhos de conjunto: desenhos utilizados para representar o arranjo geral da estrutura por meio de plantas, de elevações, de seções e de cortes. Estes desenhos devem ser feitos em escalas adequadas ao tamanho da obra a ser representada, para que não haja dúvidas na identificação das partes. Para obras correntes, recomenda-se o emprego das escalas 1:10, 1:50 e 1:100;

b) desenhos de detalhe: utilizados para representar minúcias necessárias à execução e arranjo de componentes. Estes desenhos podem incluir plantas, elevações, seções e cortes, recomendando-se as escalas 1:1, 1:5, 1:10, 1:20;

c) desenhos de montagem: também denominados diagramas de montagem, devem ser utilizados para indicar as operações de construção da estrutura. Incluem um esquema geral do conjunto, em escala adequada à complexidade do arranjo. Este desenho pode ser complementado com croquis.

A.2 Tipos de linhas

As linhas a serem utilizadas são identificadas pela espessura e forma.

As espessuras são classificadas como: traço grosso, traço médio e traço fino. As formas são classificadas como:

linha cheia

linha tracejada

linha traço-ponto

linha traço-dois pontos

linha à mão livre

A determinação das espessuras das linhas é feita em função da progressão aritmética de razão 0,2 mm. Na maioria dos casos, são suficientes as espessuras seguintes:

a) 0,1 mm, 0,3 mm, 0,5 mm; e 0,3 mm, 0,5 mm, 0,7 mm - quando feitos a tinta;

b) 0,3 mm (H), 0,5 mm (HB), 0,7 mm (B); e 0,5 mm (F), 0,7 mm (HB), 0,9 mm (B) - quando feitos a lápis.

Na tabela A.1 estão representadas as aplicações mais importantes dos tipos de linhas empregadas em desenhos de estruturas de madeira.

Tabela A.1 - Tipos de linhas

Tipos de linhas	Aplicações mais importantes
Linha cheia grossa (0,7 mm)	Contorno de superfícies cortadas
Linha cheia média (0,5 mm)	Arestas visíveis, contorno de superfícies cortadas, quando estreitas ou pequenas, setas, números de cotas, designações e observações
Linha cheia fina (0,3 mm)	Linhas de cota e de chamada, linhas de referência, hachuras, seções traçadas na própria vista e linha de centro
Linha tracejada média	Arestas invisíveis
Linha traço-ponto fina	Linhas de centro, eixos
Linha à mão livre (média)	Linha de pequenas separações e limites de vistas e seções parciais ou interrompidas, se não coincidir com a linha traço-ponto

A.3 Símbolos gráficos

A.3.1 Símbolos para peças de madeira

Os símbolos para as peças de madeira devem ser definidos para representarem as peças de madeira em elevação, em planta, em seções e em cortes, indicados nos desenhos das figuras A.1 a A.6 .

NOTA - O símbolo indica a direção das fibras da madeira.

A.3.2 Símbolos para ligações

Os símbolos recomendados para representar as ligações das estruturas de madeira estão indicados nas figuras A.2 e A.3. Devem ser observadas as seguintes recomendações:

a) as indicações quantitativas devem ser feitas uma única vez. Assim, quando as designações, especificações e referências forem indicadas sobre os símbolos em elevação não se deve repeti-las sobre os símbolos em planta, e vice-versa;

b) para a clareza dos desenhos, estes símbolos devem ser utilizados de preferência nos desenhos de detalhe.

A.3.3 Símbolos gráficos complementares

São os seguintes:

C20, C40, C60 - classes de resistência

Con - conífera

Dic - dicotiledônea

P - peça

Pg - prego

P_fP - parafuso passante

P_fP_r - parafuso prisioneiro

P_fT - parafuso Tirefond

P_fS - parafuso rosca soberba

Cav - cavilha

Tr - tarugo

CF - chapa fina Ex.: CF 24 chapa fina f_{jk} + 240 MPa

CG - chapa grossa

CPr - chapa-prego

E - especificação Ex.: E: NBR 650, E: DIN 933

A - anel comum

AB - anel dentado

M - rosca métrica

LA - lado anterior

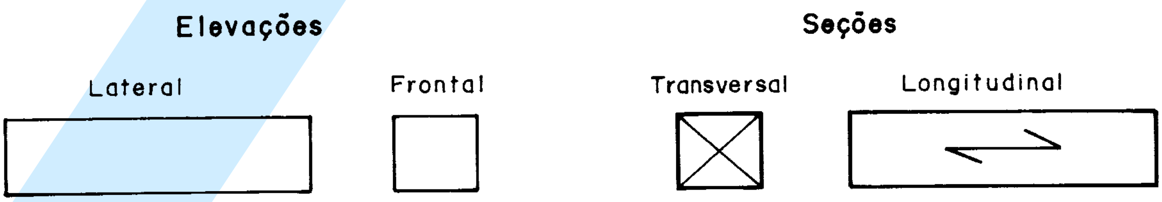
LP - lado posterior

C_v - contraventamento

C_vV - contraventamento vertical

C_vH - contraventamento horizontal

@ - corda



NOTA - O símbolo indica a direção das fibras da madeira.

Figura A.1 - Representação das peças em elevações e seções

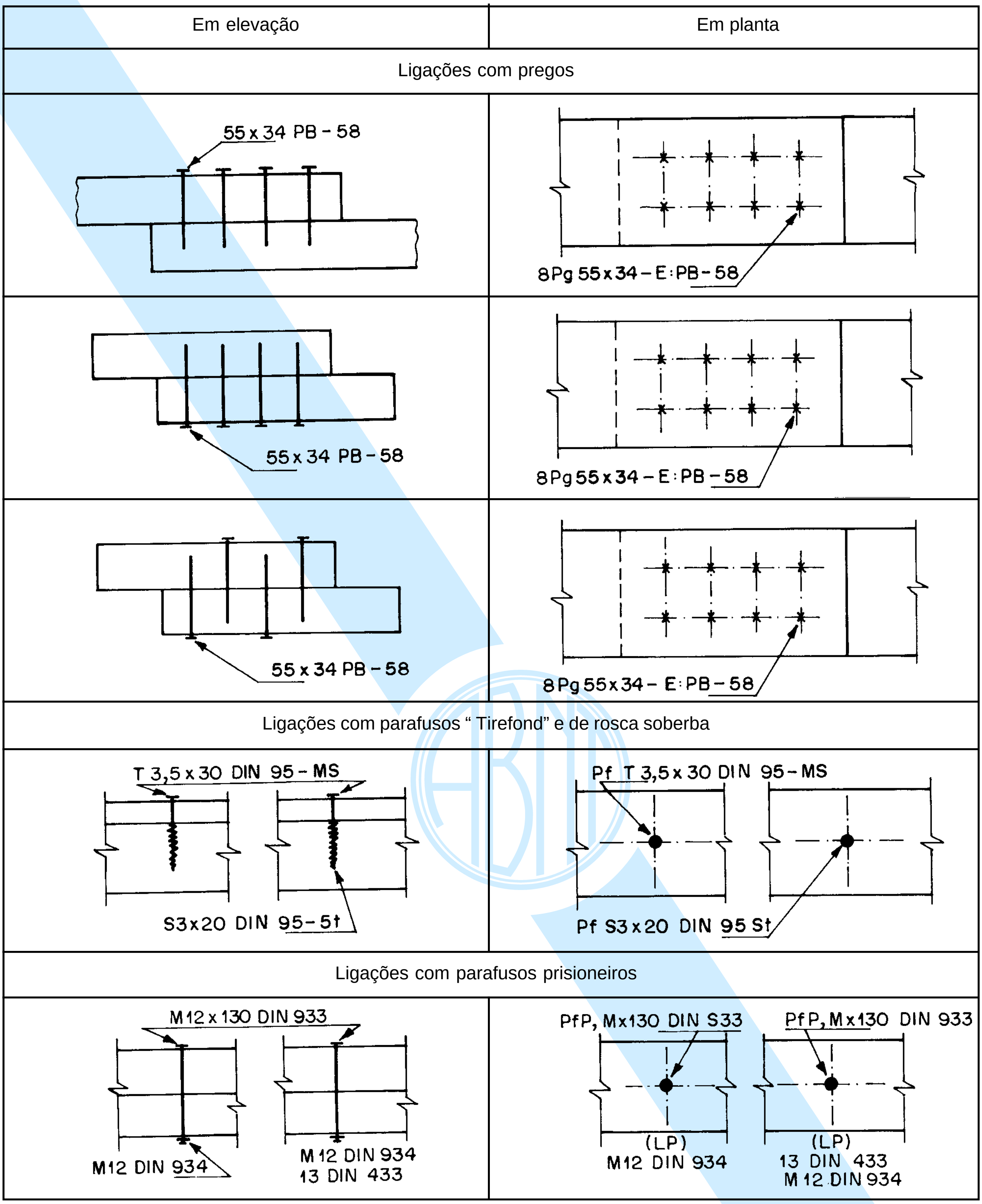


Figura A.2 - Detalhes de ligações com pregos e parafusos

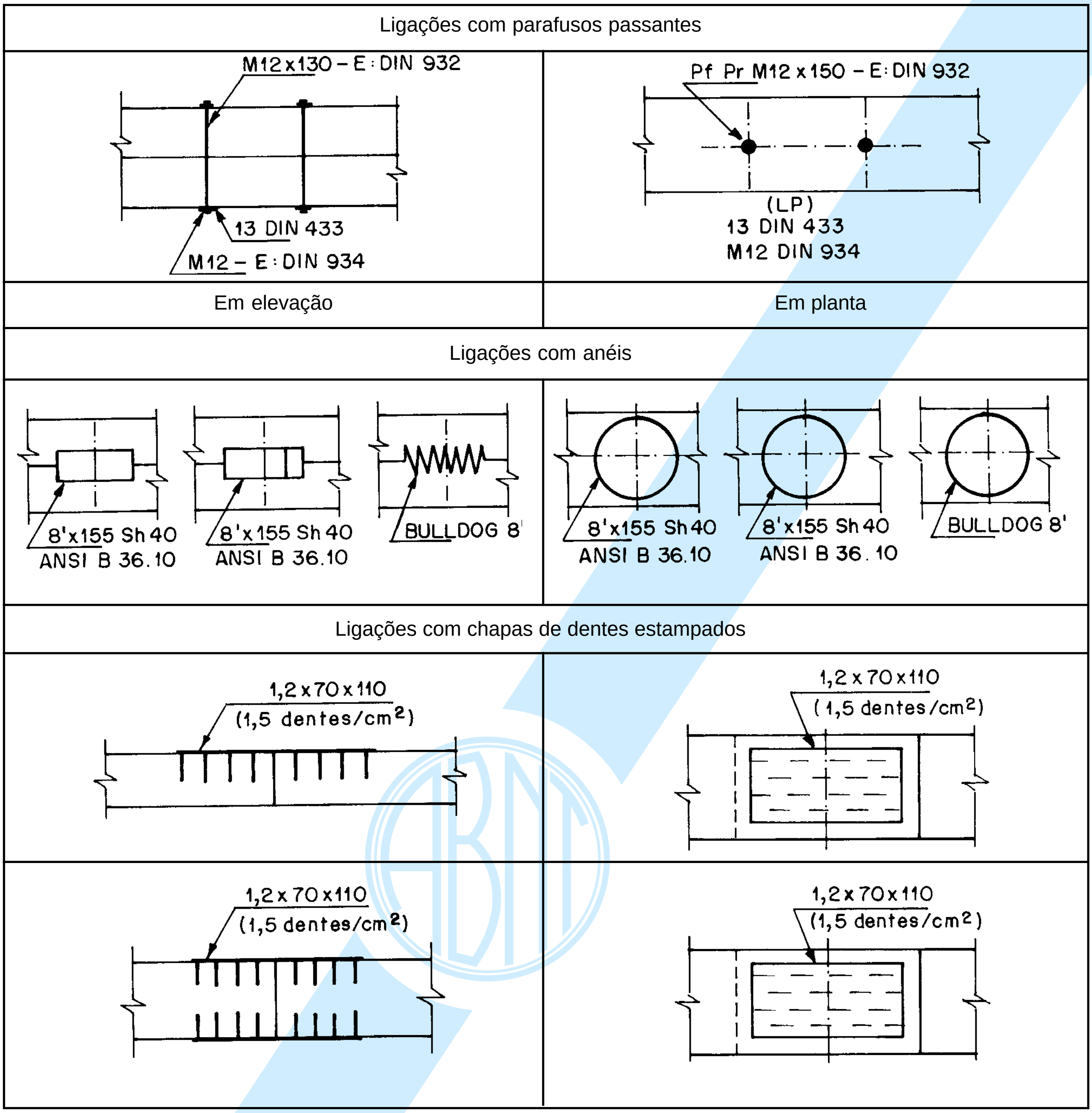


Figura A.3 - Detalhes de ligações com parafusos e conectores

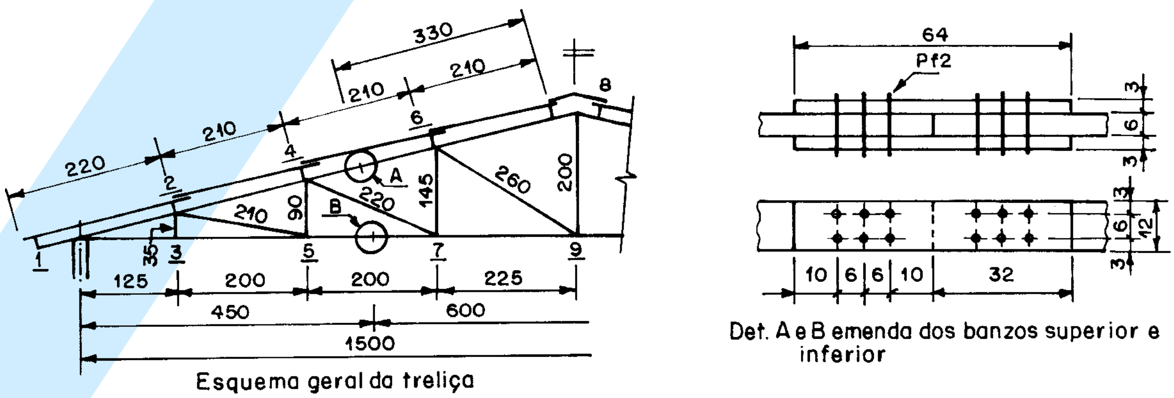


Figura A.4 - Esquema geral da treliça

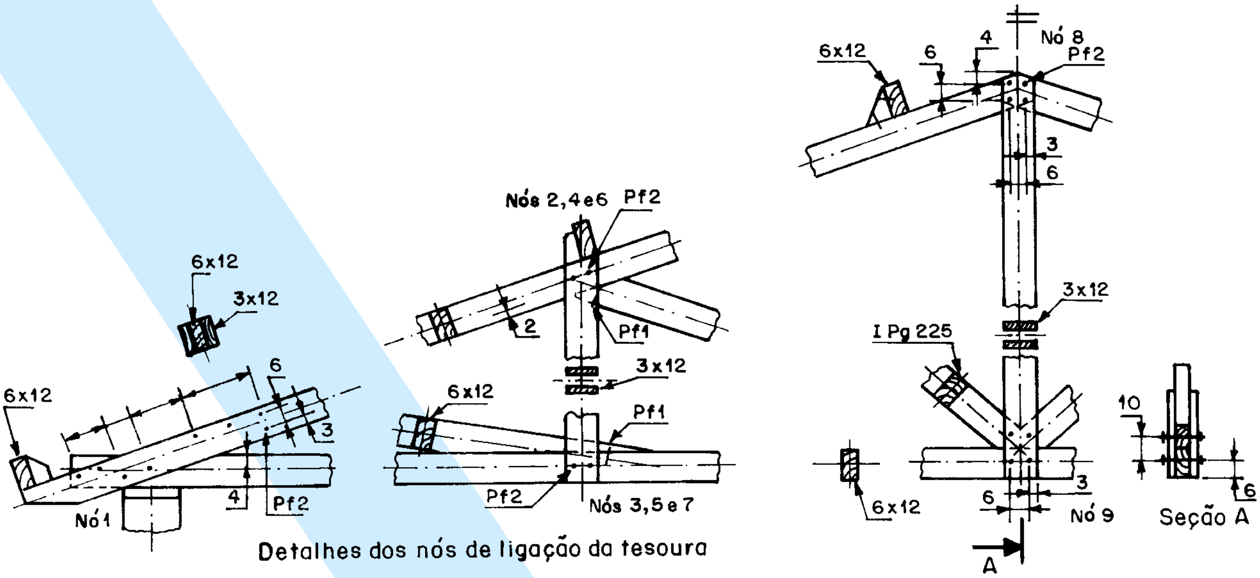


Figura A.5 - Arranjo básico de uma treliça com detalhes das ligações

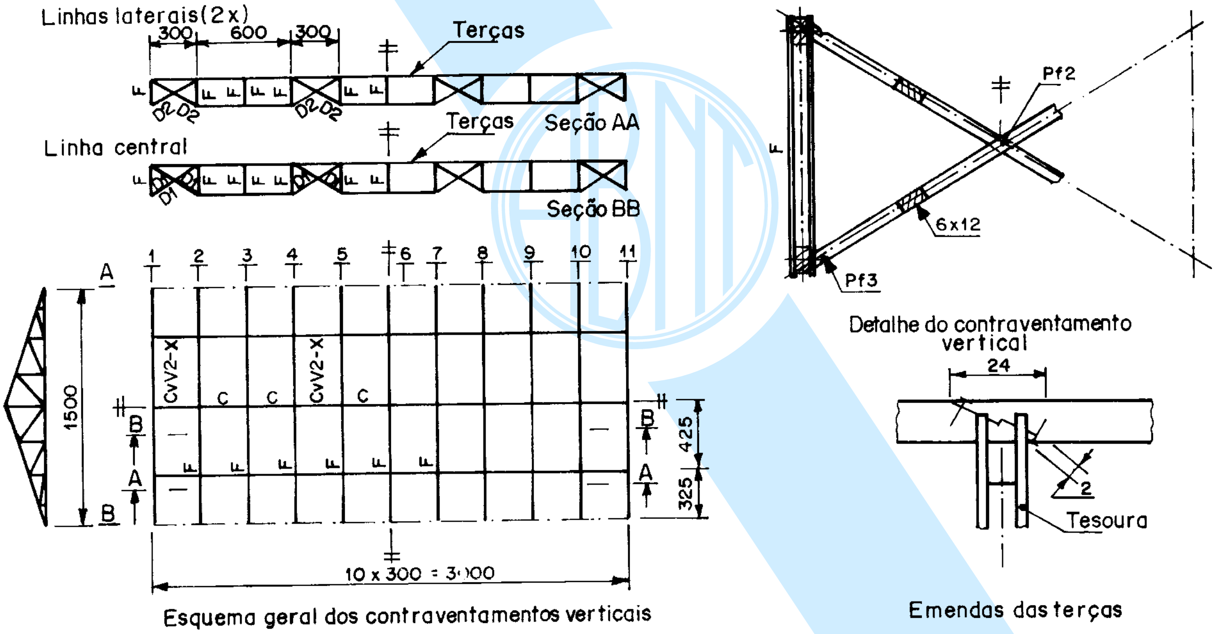


Figura A.6 - Desenho de conjunto com detalhes das ligações de contraventamento

/ANEXO B

Anexo B (normativo)
Determinação das propriedades das madeiras para projeto de estruturas

B.1 Generalidades

Este anexo contém os métodos de ensaio para determinação de propriedades das madeiras para projeto de estruturas, tendo em vista a caracterização completa das madeiras, a caracterização mínima e a caracterização simplificada, definidas na seção 6. Além disso, contém métodos de ensaios para determinação de outras propriedades da madeira que servem exclusivamente como elementos comparativos das resistências entre diferentes espécies:

a) umidade;

b) densidade;

c) estabilidade dimensional;

d) compressão paralela às fibras;

e) tração paralela às fibras;

f) compressão normal às fibras;

g) tração normal às fibras;

h) cisalhamento;

i) fendilhamento;

j) flexão;

k) dureza;

l) resistência ao impacto na flexão;

m) embutimento;

n) cisalhamento na lâmina de cola;

o) tração normal à lâmina de cola;

p) resistência das emendas dentadas e biseladas.

B.2 Amostragem

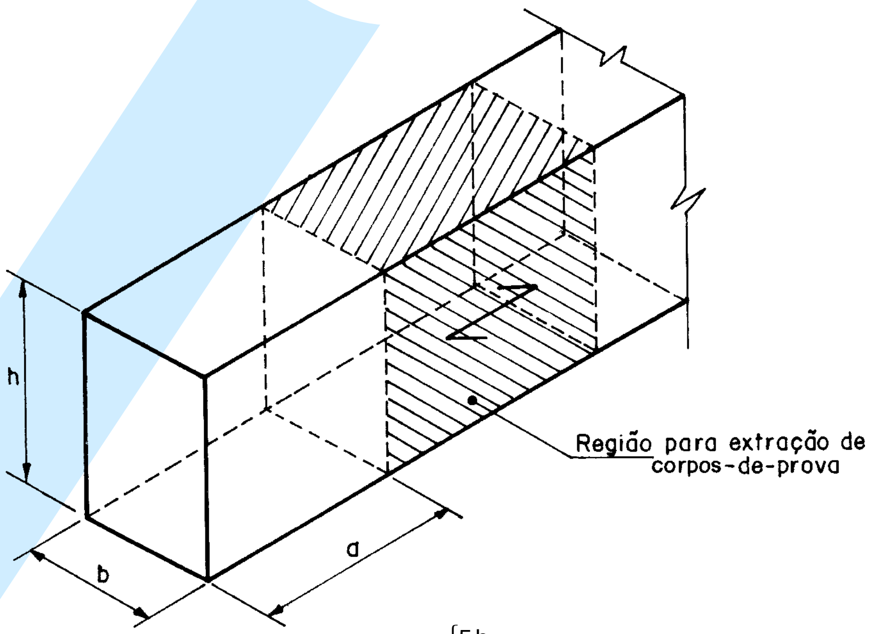
Para a investigação direta de lotes de madeira serrada considerados homogêneos, cada lote não deve ter volume superior a 12 m^3.

Do lote a ser investigado deve-se extrair uma amostra, com corpos-de-prova distribuídos aleatoriamente ao longo do lote, devendo ser representativa da totalidade deste. Para isso não se devem retirar mais de um corpo-de-prova de uma mesma peça. Os corpos-de-prova devem ser isentos de defeitos e retirados de regiões afastadas das extremidades das peças de pelo menos cinco vezes a menor dimensão da seção transversal da peça considerada, mas nunca menor que 30 cm (ver figura B.1).

O número mínimo de corpos-de-prova deve atender aos objetivos da caracterização:

a) caracterização simplificada: seis corpos-de-prova;

b) caracterização mínima da resistência de espécies pouco conhecidas: 12 corpos-de-prova.



$$a \geq \begin{cases} 5\,b \\ \text{ou} \\ 30\,\text{cm} \end{cases}$$

Figura B.1 - Esquema para extração de corpos-de-prova das peças

B.3 Valores característicos

Os valores característicos das propriedades da madeira devem ser estimados pela expressão

$$x_{wk} = \left(2 \frac{x_1 + x_2 + ... + x_{\frac{n}{2}-1}}{\frac{n}{2} - 1} - x_{\frac{n}{2}} \right) 1,1$$

onde os resultados devem ser colocados em ordem crescente $x_1 \leq x_2 \leq ... \leq x_n$, desprezando-se o valor mais alto se o número de corpos-de-prova for ímpar, não se tomando para x_{wk} valor inferior a x_1, nem a 0,7 do valor médio (x_m).

B.4 Relatório

Os resultados dos ensaios devem ser apresentados em relatório técnico que deve conter:

a) referência a esta norma;

b) descrição da amostra, fazendo referência às condições de armazenagem do lote;

c) forma e dimensões dos corpos-de-prova, com indicação da direção das fibras;

d) valor médio da umidade do lote;

e) valores determinados das propriedades da madeira.

B.5 Umidade

B.5.1 Objetivo

Determinação do teor de umidade de lotes considerados homogêneos, de madeira serrada ou beneficiada, para ajuste das propriedades mecânicas de resistência e de rigidez. O teor de umidade determinado por este método serve também para orientar a escolha de métodos preventivos para a preservação da madeira.

B.5.2 Definições

O teor de umidade da madeira corresponde à relação entre a massa da água nela contida e a massa da madeira seca, dado por

$$U(\%) = \frac{m_i - m_s}{m_s} \times 100$$

onde:

m_i é a massa inicial da madeira, em gramas;

m_s é a massa da madeira seca, em gramas.

B.5.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em B.2.

O corpo-de-prova deve ter seção transversal retangular, com dimensões nominais de 2,0 cm x 3,0 cm e comprimento, ao longo das fibras, de 5,0 cm, como indicado na figura B.2 .

Na fabricação dos corpos-de-prova devem ser utilizadas ferramentas afiadas para se evitar a chamada “queima” de suas faces, que pode provocar uma perda de água imediata, prejudicial à determinação da real umidade da amostra.

B.5.4 Procedimento

Determinar a massa inicial (m_i) do corpo-de-prova com exatidão de 0,01 g.

Após a determinação da massa inicial, colocar o corpo-de-prova na câmara de secagem, com temperatura máxima de 103°C ± 2°C.

Durante a secagem a massa do corpo-de-prova deve ser medida a cada 6 h, até que ocorra uma variação, entre duas medidas consecutivas, menor ou igual a 0,5% da última massa medida. Esta massa será considerada como a massa seca (m_s).

Conhecida a massa seca (m_s) do corpo-de-prova, determina-se a umidade à base seca pela expressão definida em B.5.2 .

B.5.5 Apresentação dos resultados

Os resultados obtidos devem ser apresentados na forma de seu valor médio, que representa a umidade média do lote, em relatório técnico especificado em B.4.

B.6 Densidade

B.6.1 Objetivo

Determinação das densidades básica e aparente de um lote de madeira considerado homogêneo.

Dimensões em centímetros

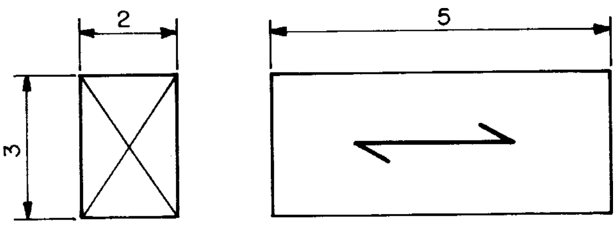


Figura B.2 - Corpo-de-prova para determinação da umidade da madeira

B.6.2 Definições

A "densidade básica" é uma massa específica convencional definida pela razão entre a massa seca e o volume saturado, sendo dada por

$$\rho_{bas} = \frac{m_s}{V_{sat}}$$

onde:

m_s é a massa seca da madeira, em quilogramas;

V_{sat} é o volume da madeira saturada, em metros cúbicos.

O volume saturado é determinado pelas dimensões finais do corpo-de-prova submerso em água até que atinja massa constante ou com no máximo uma variação de 0,5% em relação à medida anterior.

A massa seca é determinada pelos mesmos procedimentos dados em B.5.4.

A densidade aparente ρ_{ap} é uma massa específica convencional, definida pela razão entre a massa e o volume de corpos-de-prova com teor de umidade de 12%, sendo dada por

$$\rho_{ap} = \frac{m_{12}}{V_{12}}$$

onde:

m_{12} é a massa da madeira a 12% de umidade, em quilogramas;

V_{12} é o volume da madeira a 12% de umidade, em metros cúbicos.

B.6.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em B.2.

Os corpos-de-prova devem ter forma prismática com seção transversal retangular de 2,0 cm x 3,0 cm de lado e comprimento ao longo das fibras de 5,0 cm. Se a distância radial entre os anéis de crescimento for maior que 4 mm, a seção transversal do corpo-de-prova deve ser aumentada para abranger pelo menos cinco anéis de crescimento.

B.6.4 Procedimento

Determinar a massa seca (m_s) do corpo-de-prova, com exatidão de 0,01g.

Com o corpo-de-prova saturado, determinar o volume saturado por meio das medidas dos lados da seção transversal e do comprimento, com precisão de 0,1 mm. Tomar mais de uma medida para levar em consideração as imperfeições devidas ao inchamento do corpo-de-prova.

Na determinação da densidade aparente, a massa e o volume devem ser medidos em corpos-de-prova com teor de umidade de 12%.

Conhecidos os valores de m_s, m_{12}, V_{sat} e V_{12} , determinam-se as densidades básica e aparente pelas expressões definidas em B.6.2.

B.6.5 Apresentação dos resultados

Os resultados das densidades básica e aparente devem ser apresentados na forma de valores médios, em relatório técnico especificado em B.4.

B.7 Estabilidade dimensional da madeira

B.7.1 Objetivo

Determinação do grau de estabilidade dimensional da madeira de um lote considerado homogêneo, por meio das propriedades de retração e inchamento.

B.7.2 Definições

A estabilidade dimensional da madeira é caracterizada pelas propriedades de retração e de inchamento considerando a madeira, considerada como um material ortótropo, com direções preferenciais 1, 2 e 3, correspondentes às direções axial, radial e tangencial, respectivamente. Devem ser determinadas a retração tangencial, a retração radial, a retração axial, o inchamento tangencial, o inchamento radial e o inchamento axial.

As deformações específicas de retração ε_r e de inchamento ε_i são consideradas como índices de estabilidade dimensional e são determinadas, para cada uma das direções preferenciais, em função das respectivas dimensões da madeira saturada (verde) e seca, sendo dadas por:

$$\varepsilon_{r,1} = \left(\frac{L_{1,sat} - L_{1,seca}}{L_{1,sat}}\right) x\,100$$

$$\varepsilon_{r,2} = \left(\frac{L_{2,sat} - L_{2,seca}}{L_{2,sat}}\right) x\,100$$

$$\varepsilon_{r,3} = \left(\frac{L_{3,sat} - L_{3,seca}}{L_{3,sat}}\right) x\,100$$

$$\varepsilon_{i,1} = \left(\frac{L_{1,sat} - L_{1,seca}}{L_{1,seca}}\right) x\,100$$

$$\varepsilon_{i,2} = \left(\frac{L_{2,sat} - L_{2,seca}}{L_{2,seca}}\right) x\,100$$

$$\varepsilon_{i,3} = \left(\frac{L_{3,sat} - L_{3,seca}}{L_{3,seca}}\right) x\,100$$

A variação volumétrica é determinada em função das dimensões do corpo-de-prova nos estados saturado e seco, sendo dada por:

$$\Delta V = \frac{V_{sat} - V_{seca}}{V_{seca}} \; x\,100$$

onde:

$V_{sat} = L_{1,sat} \, x \, L_{2,sat} \, x \, L_{3,sat}$;

$V_{seca} = L_{1,seca} \, x \, L_{2,seca} \, x \, L_{3,seca}$.

B.7.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em B.2.

Os corpos de prova devem ser fabricados com o lado maior da seção transversal paralelo à direção radial, como indicado na figura B.3.

B.7.4 Procedimentos

Para o estudo da retratibilidade o corpo-de-prova deve conter umidade acima do ponto de saturação das fibras. Quando o teor de umidade for menor que o ponto de saturação das fibras, deve-se reumidificar o corpo-de-prova. Para isso, o corpo-de-prova deve ser colocado em um ambiente saturado, com temperatura de 20°C ± 5°C, até que a variação dimensional se estabilize em torno da diferença de 0,02 mm entre duas medidas sucessivas. A reumidificação do corpo-de-prova deve ser reportada no relatório técnico do ensaio.

Para o estudo do inchamento o corpo-de-prova deve estar seco. Normalmente se utiliza o mesmo tipo de corpo-de-prova empregado para o estudo da retratibilidade.

Determinar as distâncias entre os lados do corpo-de-prova durante os processos de secagem e de reumidificação, com precisão de 0,01 mm. As distâncias devem ser determinadas com pelo menos três medidas em cada lado do corpo-de-prova.

Os procedimentos de secagem do corpo-de-prova devem ser os mesmos previstos em B.5.4.

Os corpos-de-prova que apresentarem defeitos de secagem devem ser descartados;

Para o estudo da variabilidade volumétrica da madeira também pode ser utilizado o procedimento baseado na medida de volume do corpo-de-prova submerso em mercúrio. Para isso, o corpo-de-prova deve ter volume entre 4 cm^3 e 16 cm^3.

B.7.5 Apresentação dos resultados

Os resultados da variabilidade dimensional da madeira, determinados pelas expressões de B.7.2, devem ser analisados e apresentados na forma de valor médio, em relatório técnico especificado em B.4.

B.8 Compressão paralela às fibras

B.8.1 Objetivo

Determinação da resistência e da rigidez à compressão paralela às fibras da madeira de um lote considerado homogêneo.

B.8.2 Definições

A resistência à compressão paralela às fibras ($f_{wc,0}$ ou f_{c0}) é dada pela máxima tensão de compressão que pode atuar em um corpo-de-prova com seção transversal quadrada de 5,0 cm de lado e 15,0 cm de comprimento, sendo dada por:

$$f_{c0} = \frac{F_{c0,máx.}}{A}$$

onde:

$F_{c0,máx.}$ é a máxima força de compressão aplicada ao corpo-de-prova durante o ensaio, em newtons;

A é a área inicial da seção transversal comprimida, em metros quadrados;

f_{c0} é a resistência à compressão paralela às fibras, em megapascals.

O valor característico da resistência à compressão paralela às fibras $f_{c0,k}$ deve ser determinado pelo estimador dado em B.3.

A rigidez da madeira na direção paralela às fibras deve ser determinada por seu módulo de elasticidade, obtido do trecho linear do diagrama tensão x deformação específica, como indicado na figura B.4, sendo expresso em megapascals.

Para esta finalidade, o módulo de elasticidade deve ser determinado pela inclinação da reta secante à curva tensão x deformação, definida pelos pontos ($\sigma_{10\%}$; $\varepsilon_{10\%}$) e ($\sigma_{50\%}$; $\varepsilon_{50\%}$), correspondentes respectivamente a 10% e 50% da resistência à compressão paralela às fibras, medida no ensaio, sendo dado por:

$$E_{c0} = \frac{\sigma_{50\%} - \sigma_{10\%}}{\varepsilon_{50\%} - \varepsilon_{10\%}}$$

onde:

$\sigma_{10\%}$ e $\sigma_{50\%}$ são as tensões de compressão correspondentes a 10% e 50% da resistência f_{c0}, representadas pelos pontos 71 e 85 do diagrama de carregamento (ver figura B.7) ;

$\varepsilon_{10\%}$ e $\varepsilon_{50\%}$ são as deformações específicas medidas no corpo-de-prova, correspondentes às tensões de $\sigma_{10\%}$ e $\sigma_{50\%}$.

B.8.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em B.2.

Os corpos-de-prova devem ter forma prismática com seção transversal quadrada de 5,0 cm de lado e comprimento de 15 cm, como representado na figura B.5.

Para a caracterização da resistência à compressão de um dado lote de peças delgadas, permite-se empregar corpos-de-prova com seção transversal quadrada, com lado igual à espessura do elemento delgado, com pelo menos 1,8 cm, e comprimento igual a três vezes o lado da seção transversal, ensaiando-se pelo menos 12 corpos-de-prova, extraídos aleatoriamente de 12 diferentes peças delgadas, de acordo com B.2.

Dimensões em centímetros

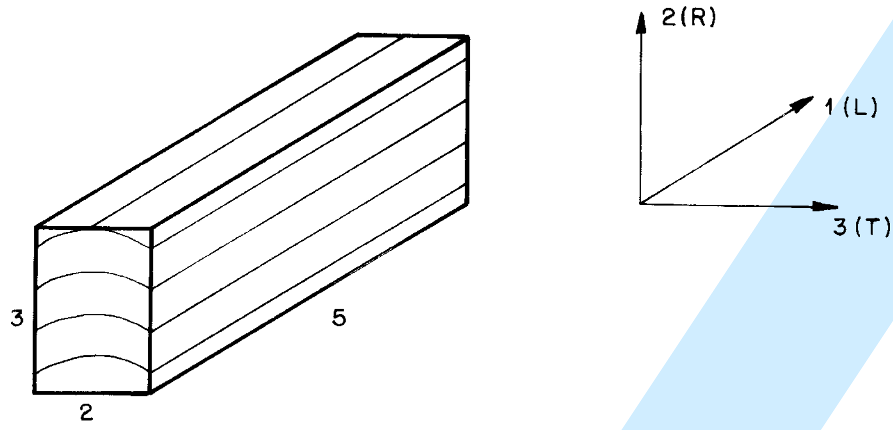


Figura B.3 - Corpo-de-prova e sistema de orientação para determinação das propriedades de retração e inchamento

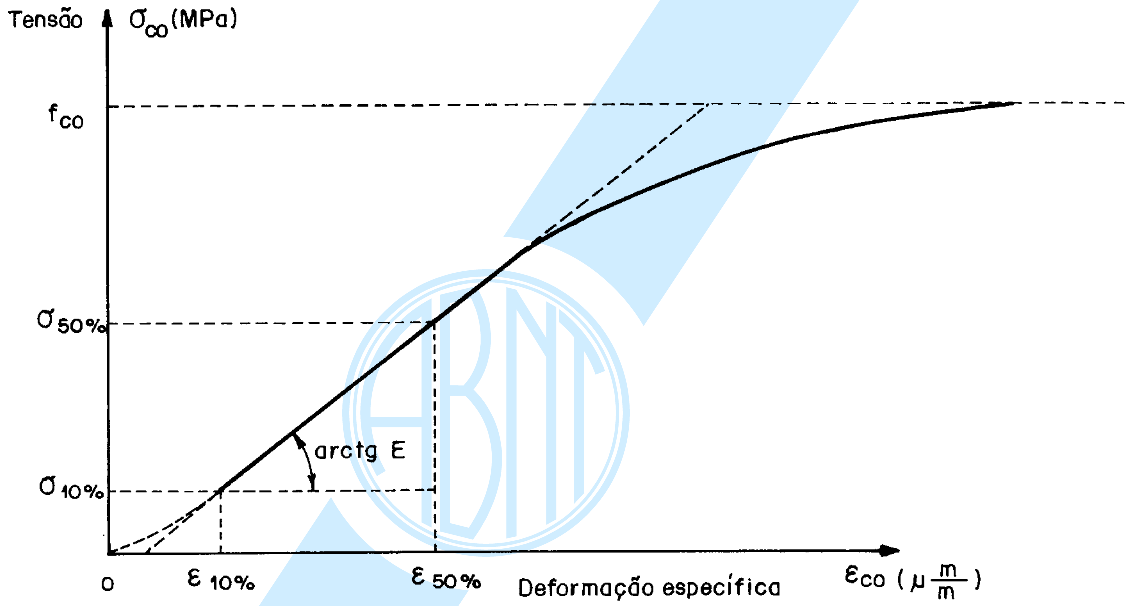


Figura B.4 - Diagrama tensão x deformação específica para determinação da rigidez à compressão paralela às fibras

Dimensões em centímetros

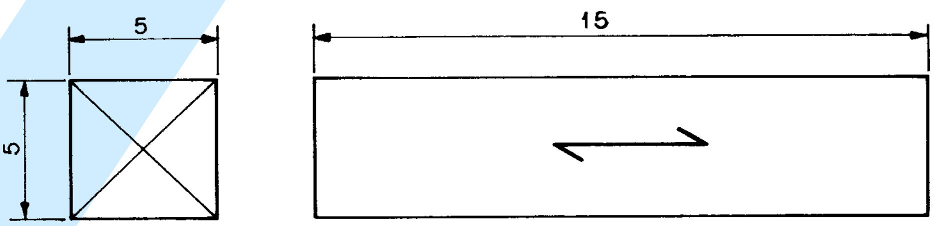


Figura B.5 - Corpo-de-prova para ensaio de compressão paralela às fibras

B.8.4 Procedimento

Para a determinação das propriedades de resistência e de rigidez, as medidas dos lados do corpo-de-prova devem ser feitas com exatidão de 0,1 mm.

Para a determinação do módulo de elasticidade devem ser feitas medidas de deformações em pelo menos duas faces opostas do corpo-de-prova.

Para determinação do módulo de elasticidade podem ser utilizados relógios comparadores, com precisão de 0,001 mm, fixados por meio de duas cantoneiras metálicas pregadas no corpo-de-prova, com distância nominal de 10 cm entre as duas linhas de pregação (ver figura B.6).

As medidas das deformações específicas devem ser feitas com extensômetros com exatidão mínima de 50 μm/m.

Para o ajuste do corpo-de-prova na máquina de ensaio deve-se utilizar uma rótula entre o atuador e o corpo-de-prova.

A resistência deve ser determinada com carregamento monotônico crescente, com uma taxa em torno de 10 MPa/min.

Para determinação da rigidez, a resistência da madeira deve ser estimada ($f_{c0,est}$) pelo ensaio destrutivo de um corpo-de-prova selecionado da mesma amostra a ser investigada.

Conhecida a resistência estimada da amostra $f_{c0,est}$, o carregamento deve ser aplicado com dois ciclos de carga e descarga, de acordo com o procedimento especificado no diagrama de carregamento da figura B.7. A taxa de carregamento deve ser de 10 MPa/min.

Os registros das cargas e das deformações devem ser feitos para cada ponto do diagrama de carregamento mostrado na figura B.7.

Para os ensaios com instrumentação baseada em extensômetros mecânico fixados no corpo-de-prova, as deformações devem ser registradas para cada ponto do diagrama de carregamento mostrado na figura B.7, até 70% da carga estimada. Em seguida deve-se retirar a instrumentação e elevar o carregamento até a ruptura do corpo-de-prova.

Para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas, devem ser utilizadas duas amostras, sendo uma com corpos-de-prova saturados e outra com corpos-de-prova com teor de umidade em equilíbrio com ambiente (seco ao ar). A determinação do teor de umidade deve ser feita por meio dos procedimentos estabelecidos em B.5.

B.8.5 Apresentação dos resultados

Para a determinação dos módulos de elasticidade devem ser construídos os diagramas tensão x deformação específica para todos os ensaios realizados.

Os resultados das propriedades de resistência e de rigidez à compressão paralela às fibras devem ser analisados e apresentados, em valores característicos para resistência e em valor médio para o módulo de elasticidade, acompanhados do respectivo teor de umidade. Estes valores devem ser apresentados em relatório técnico especificado em B.4.

B.9 Tração paralela às fibras

B.9.1 Objetivo

Determinação da resistência e a rigidez à tração paralela às fibras da madeira de um lote considerado homogêneo.

B.9.2 Definições

A resistência à tração paralela às fibras ($f_{wt,0}$ ou f_{t0}) é dada pela máxima tensão de tração que pode atuar em um corpo-de-prova alongado com trecho central de seção transversal uniforme de área A e comprimento não menor que $8\sqrt{A}$, com extremidades mais resistentes que o trecho central e com concordâncias que garantam a ruptura no trecho central, sendo dada por:

$$f_{t0} = \frac{F_{t0,máx.}}{A}$$

onde:

$F_{t0,máx.}$ é a máxima força de tração aplicada ao corpo-de-prova durante o ensaio, em newtons;

A é a área inicial da seção transversal tracionada do trecho central do corpo-de-prova, em metros quadrados;

f_{t0} é a resistência à tração paralela às fibras, em megapascals.

O valor característico da resistência à tração paralela às fibras $f_{t0,k}$ deve ser determinado pelo estimador dado em B.3.

A rigidez da madeira, na direção paralela às fibras, obtida pelo ensaio de tração paralela às fibras, é caracterizada pelo módulo de elasticidade determinado pelo trecho linear do diagrama tensão deformação específica, como indicado na figura B.8.

Para esta finalidade, o módulo de elasticidade deve ser determinado pela inclinação da reta secante à curva tensão deformação, definida pelos pontos ($\sigma_{10\%}$; $\varepsilon_{10\%}$) e ($\sigma_{50\%}$, $\varepsilon_{50\%}$) correspondentes respectivamente a 10% e 50% da resistência a tração paralela às fibras medida no ensaio, sendo dado por:

$$E_{t0} = \frac{\sigma_{50\%} - \sigma_{10\%}}{\varepsilon_{50\%} - \varepsilon_{10\%}}$$

onde:

$\sigma_{10\%}$ e $\sigma_{50\%}$ são as tensões de tração correspondentes a 10% e 50% da resistência f_{t0}, representadas pelos pontos 71 e 85 do diagrama de carregamento (ver figura B.7);

$\varepsilon_{10\%}$ e $\varepsilon_{50\%}$ são as deformações específicas de tração medidas no trecho central do corpo-de-prova alongado, correspondentes às tensões de $\sigma_{10\%}$ e $\sigma_{50\%}$, respectivamente.

B.9.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em B.2.

Para se determinar a resistência e o módulo de elasticidade na tração paralela às fibras, deve ser utilizado um dos dois tipos de corpos-de-prova indicados na figura B.9.

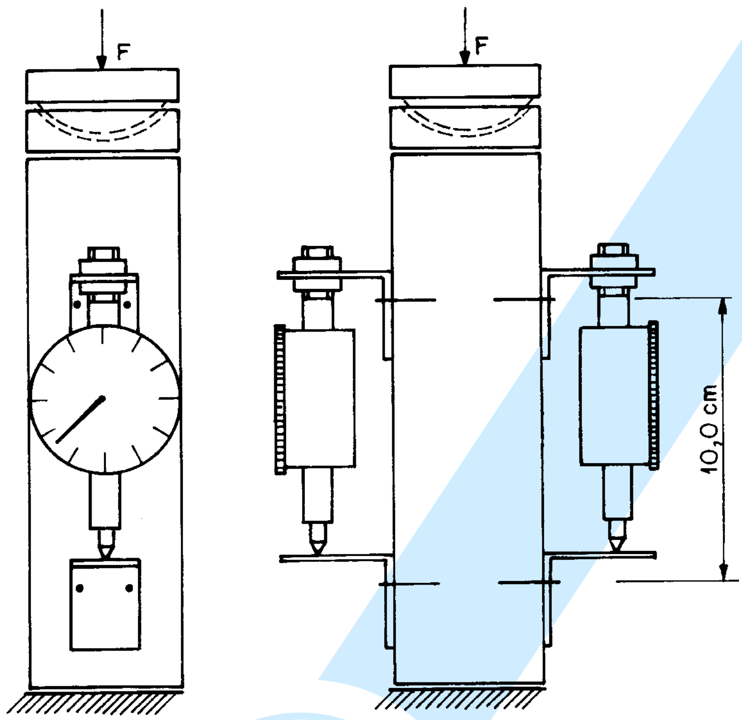


Figura B.6 - Arranjo de ensaio para compressão paralela às fibras, com instrumentação baseada em relógios comparadores

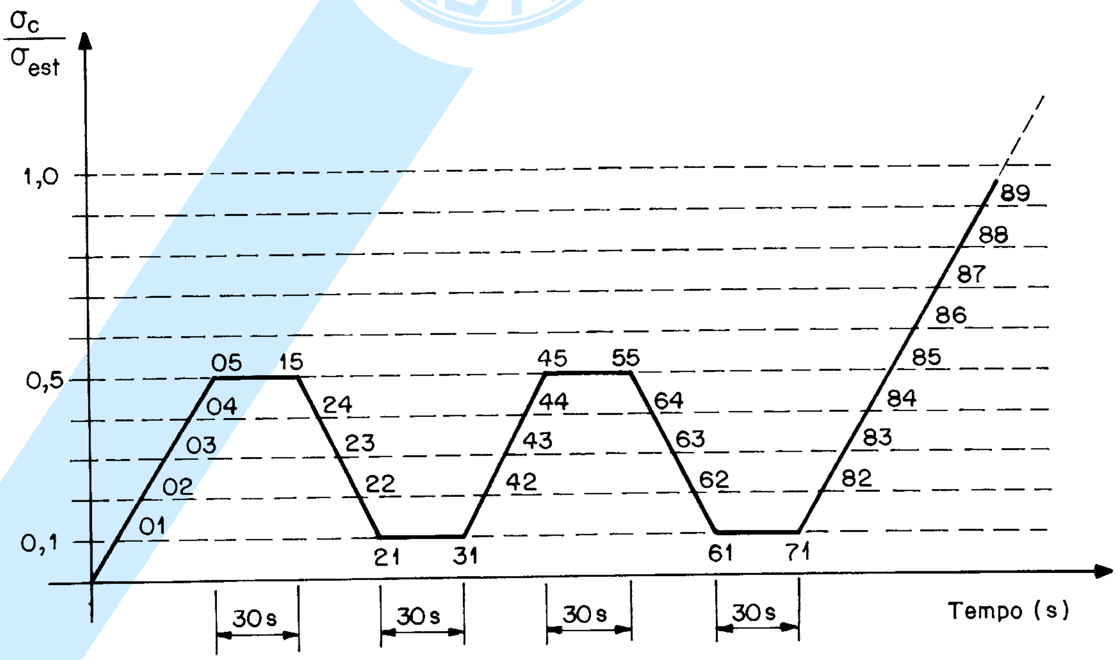


Figura B.7 - Diagrama de carregamento para determinação da rigidez da madeira à compressão

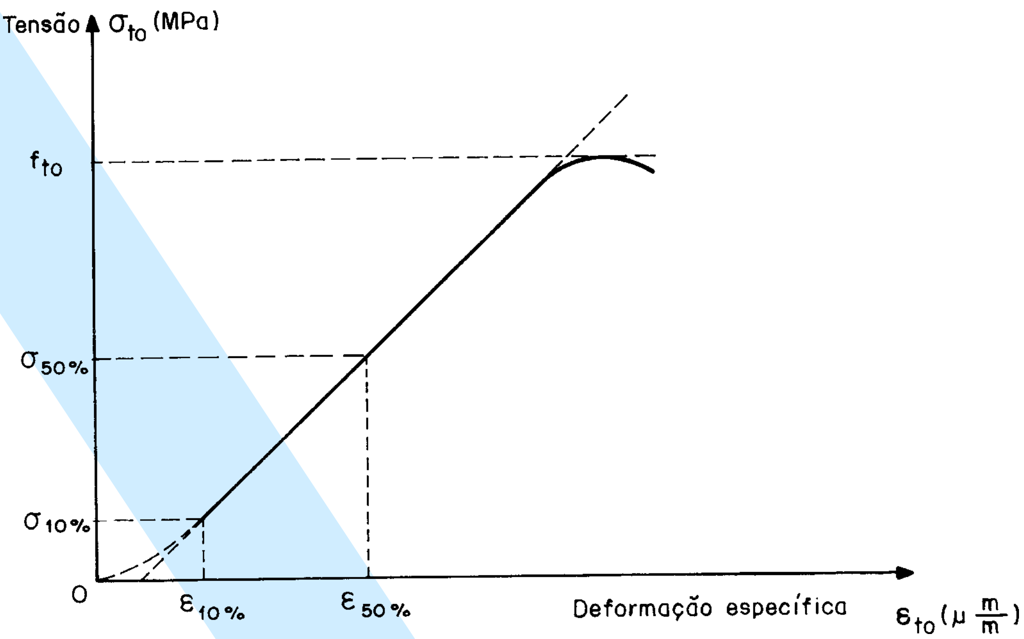


Figura B.8 - Diagrama tensão x deformação específica da tração paralela às fibras

Dimensões em centímetros

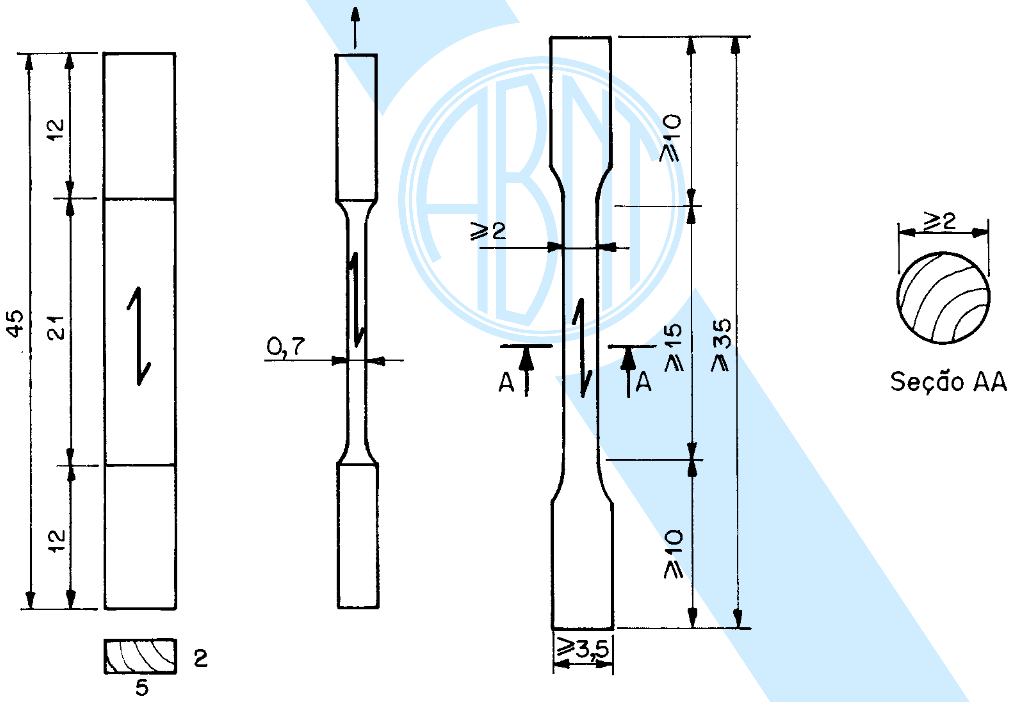


Figura B.9 - Corpos-de-prova para ensaios de tração paralela às fibras

B.9.4 Procedimento

Para a determinação das propriedades de resistência e rigidez as medidas do comprimento e do diâmetro do trecho central dos corpos-de-prova devem ser feitas com exatidão de 0,1 mm.

Para determinação do módulo de elasticidade devem ser feitas medidas de deformações em pelo menos duas faces opostas do corpo-de-prova e, no caso de corpo-de-prova com seção circular, em duas posições diametralmente opostas.

Para determinação do módulo de elasticidade podem ser utilizados relógios comparadores, com precisão de 0,001mm, como indicado na figura B.10.

As medidas das deformações específicas devem ser feitas com extensômetros com exatidão mínima de 50 µm/m.

Para o ajuste do corpo-de-prova na máquina de ensaios mecânicos, deve-se utilizar uma rótula entre o atuador e o corpo-de-prova.

O carregamento deve ser monotônico crescente, correspondente a uma taxa de 10 MPa/min.

Para determinação da rigidez, a resistência da madeira deve ser estimada ($f_{t0,est}$) pelo ensaio destrutivo de um corpo-de-prova gêmeo, selecionado da mesma amostra a ser investigada.

Conhecida a resistência estimada da amostra $f_{t0,est}$, o carregamento deve ser aplicado com dois ciclos de carga e descarga, de acordo com o procedimento especificado no diagrama de carregamento da figura B.11.

Para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas, devem ser utilizadas duas amostras, sendo uma com corpos-de-prova saturados e outra com corpos-de-prova com teor de umidade em equilíbrio com o ambiente. A determinação do teor de umidade deve ser feita por meio dos procedimentos estabelecidos em B.5.

B.9.5 Apresentação dos resultados

Para a determinação dos módulos de elasticidade devem ser construídos diagramas tensão de formação específica para todos os ensaios realizados.

Os resultados das propriedades de resistência e de rigidez à tração paralela às fibras devem ser analisados e apresentados em valores característicos para resistência e em valor médio para o módulo de elasticidade, acompanhados do respectivo teor de umidade. Estes valores devem ser apresentados em relatório técnico especificado em B.4.

B.10 Compressão normal às fibras

B.10.1 Objetivo

Determinação da resistência e da rigidez à compressão normal às fibras da madeira de um lote considerado homogêneo.

B.10.2 Definições

A resistência à compressão normal às fibras ($f_{wc,90}$ ou f_{c90}) é o valor convencional determinado pela deformação específica residual de 2‰ , mostrado na figura B.12, obtida em um ensaio de compressão uniforme em corpos-de-prova prismáticos.

O valor característico da resistência à compressão normal às fibras $f_{c90,k}$ deve ser estimado pelo estimador dado em B.3.

A rigidez da madeira na direção normal às fibras deve ser determinada por seu módulo de elasticidade, obtido do trecho linear do diagrama tensão x deformação específica, como indicado na figura B.12.

Para esta finalidade o módulo de elasticidade deve ser determinado pela inclinação da reta secante à curva tensão x deformação, definida pelos pontos ($\sigma_{10\%}$; $\varepsilon_{10\%}$) e ($\sigma_{50\%}$; $\varepsilon_{50\%}$) correspondentes, respectivamente, a 10% e 50% da resistência convencional à compressão normal às fibras f_{c90} , sendo dado por:

$$E_{c90} = \frac{\sigma_{50\%} - \sigma_{10\%}}{\varepsilon_{50\%} - \varepsilon_{10\%}}$$

onde:

$\sigma_{10\%}$ e $\sigma_{50\%}$ são as tensões de compressão normal correspondentes a 10% e 50% da resistência convencional f_{c90}, representadas pelos pontos 71 e 85 do diagrama de carregamento mostrado na figura B.7;

$\varepsilon_{10\%}$ e $\varepsilon_{50\%}$ são as deformações específicas medidas na direção normal às fibras correspondentes às tensões $\sigma_{10\%}$ e $\sigma_{50\%}$.

B.10.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em B.2.

O corpo-de-prova deve ter forma prismática, com seção transversal quadrada de 5,0 cm de lado e altura, na direção tangencial, de 10 cm, como indicado na figura B.13.

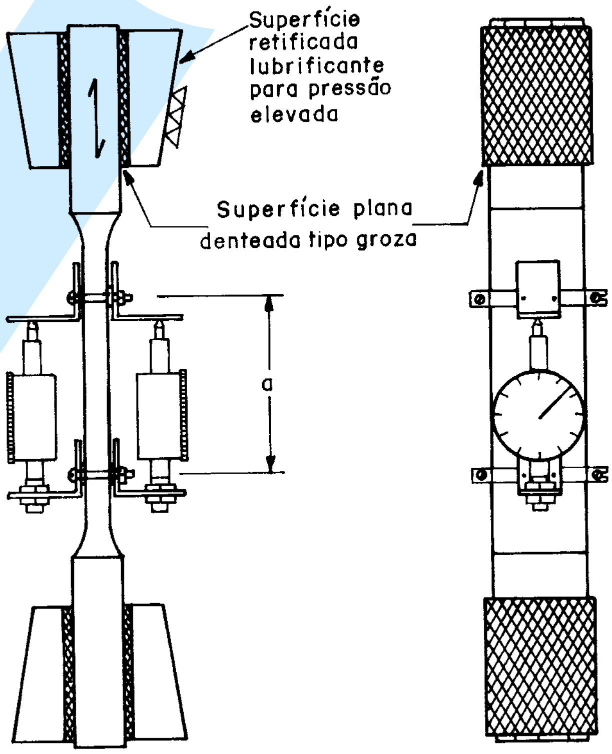


Figura B.10 - Arranjo de ensaio para tração paralela às fibras com corpos-de-prova com seção retangular

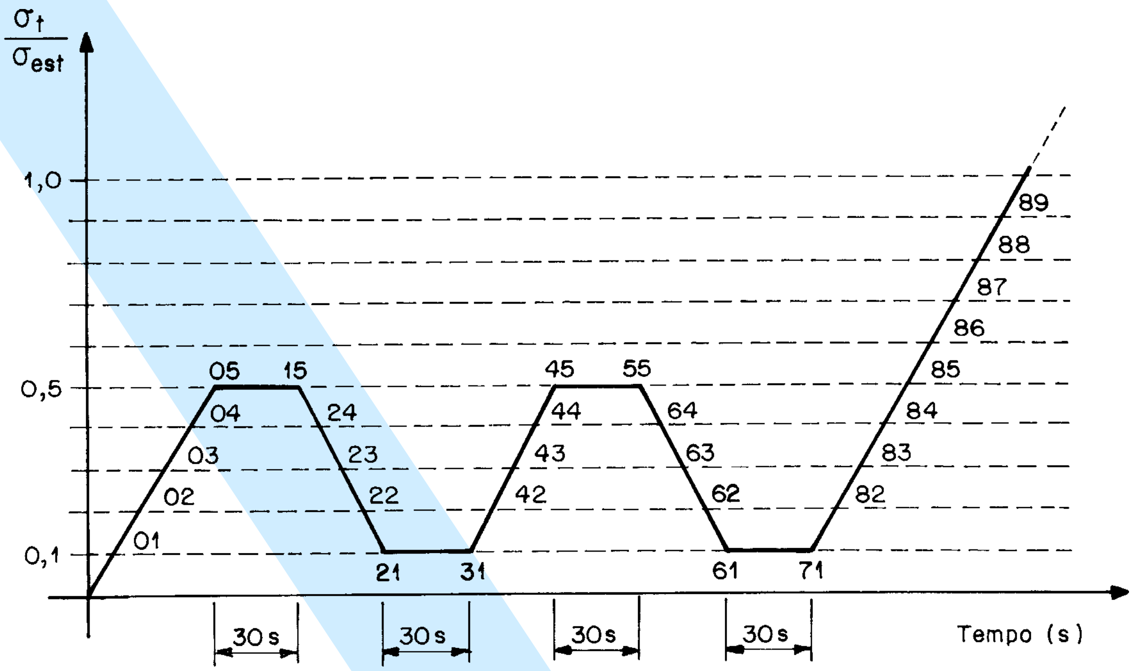


Figura B.11 - Diagrama de carregamento para determinação da rigidez da madeira à tração

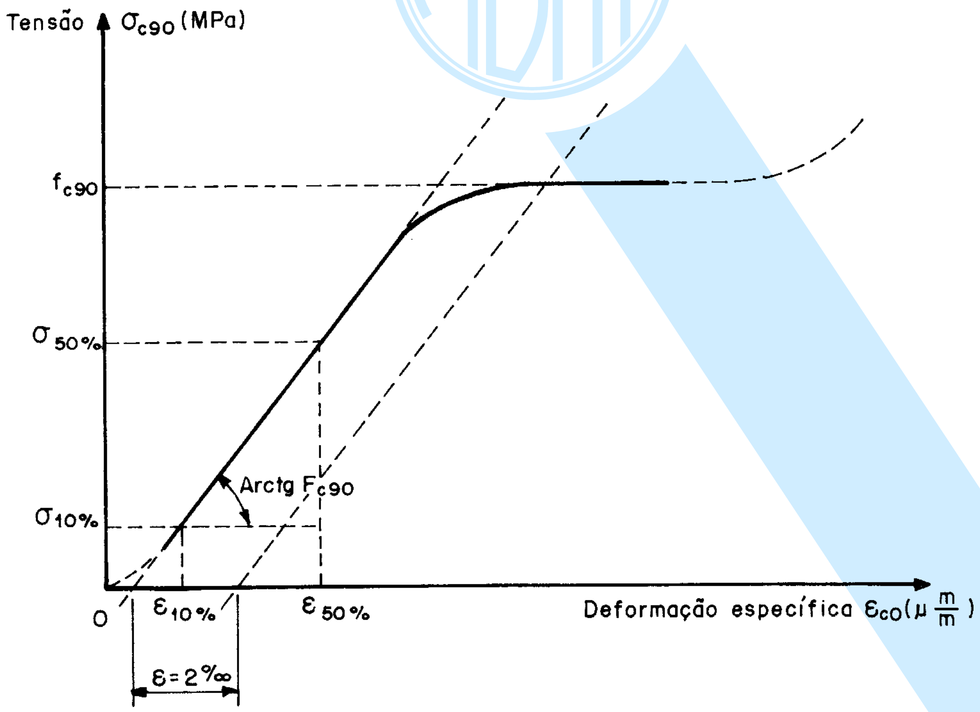


Figura B.12 - Diagrama tensão x deformação específica para determinação da rigidez da madeira na direção normal às fibras

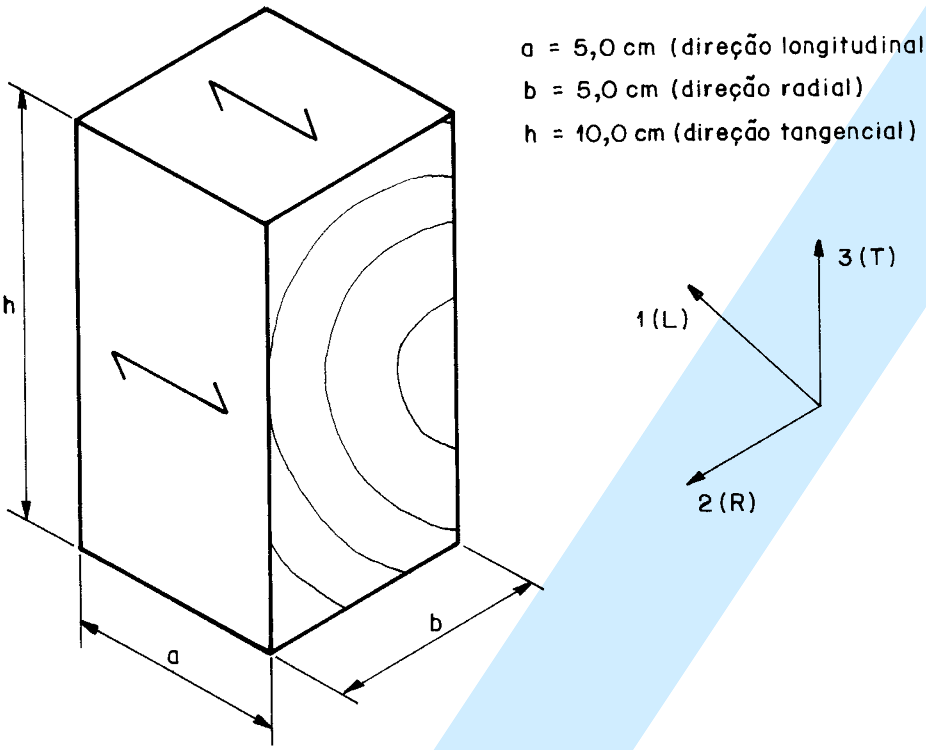


Figura B.13 - Dimensões do corpo-de-prova para ensaio de compressão normal às fibras

B.10.4 Procedimento

Para a determinação das propriedades de resistência e rigidez, as medidas dos lados dos corpo-de-prova devem ser feitas com exatidão de 0,1 mm.

Para determinação do módulo de elasticidade devem ser feitas medidas de deformações em pelo menos duas faces opostas do corpo-de-prova.

Para determinação do módulo de elasticidade podem ser utilizados relógios comparadores, com exatidão de 0,001 mm, para medidas das deformações totais do corpo-de-prova, como indicado na figura B.14. Destas medidas devem ser descontadas deformações intrínsecas da máquina de ensaio.

As medidas das deformações específicas devem ser feitas com extensômetros com exatidão mínima de 50 μm/m.

Para o ajuste do corpo-de-prova na máquina de ensaio, deve-se utilizar uma rótula entre o atuador e o corpo-de-prova.

O carregamento deve ser monotônico crescente correspondente a uma taxa de 10 MPa/min.

Para determinação da rigidez, a resistência da madeira deve ser estimada ($f_{c90,est}$) por ensaio destrutivo de um corpo-de-prova gêmeo, selecionado da mesma amostra a ser investigada.

Conhecida a resistência estimada da amostra $f_{c90,est}$, o carregamento deve ser aplicado com dois ciclos de carga e descarga, de acordo com o procedimento especificado no diagrama de carregamento da figura B.7. A taxa de carregamento deve ser de 10 MPa/min.

Os registros das cargas e das deformações devem ser feitos para cada ponto do diagrama de carregamento mostrado na figura B.7.

Para os ensaios com instrumentação baseada em extensômetros mecânicos fixados no corpo-de-prova, as deformações devem ser registradas para cada ponto do diagrama de carregamento mostrado na figura B.7, até 70% da carga estimada. Em seguida deve-se retirar a instrumentação e elevar o carregamento até a ruptura do corpo-de-prova.

Para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas, devem ser utilizadas duas amostras, sendo uma com corpos-de-prova saturados e outra com corpos-de-prova com teor de umidade em equilíbrio com o ambiente (seco ao ar). A determinação do teor de umidade deve ser feita por meio dos procedimentos estabelecidos em B.5.

O carregamento deve ser aplicado de preferência na direção tangencial (direção do eixo 3) (ver figura B.13).

B.10.5 Apresentação dos resultados

Para a determinação dos módulos de elasticidade devem ser construídos diagramas tensão x deformação específica para todos os ensaios realizados.

Os resultados das propriedades de resistência e de rigidez à compressão normal às fibras devem ser apresentados com valor característico para resistência, e com valor médio para o módulo de elasticidade, acompanhados do respectivo teor de umidade. Estes valores devem ser apresentados em relatório técnico especificado em B.4.

Dimensões em centímetros

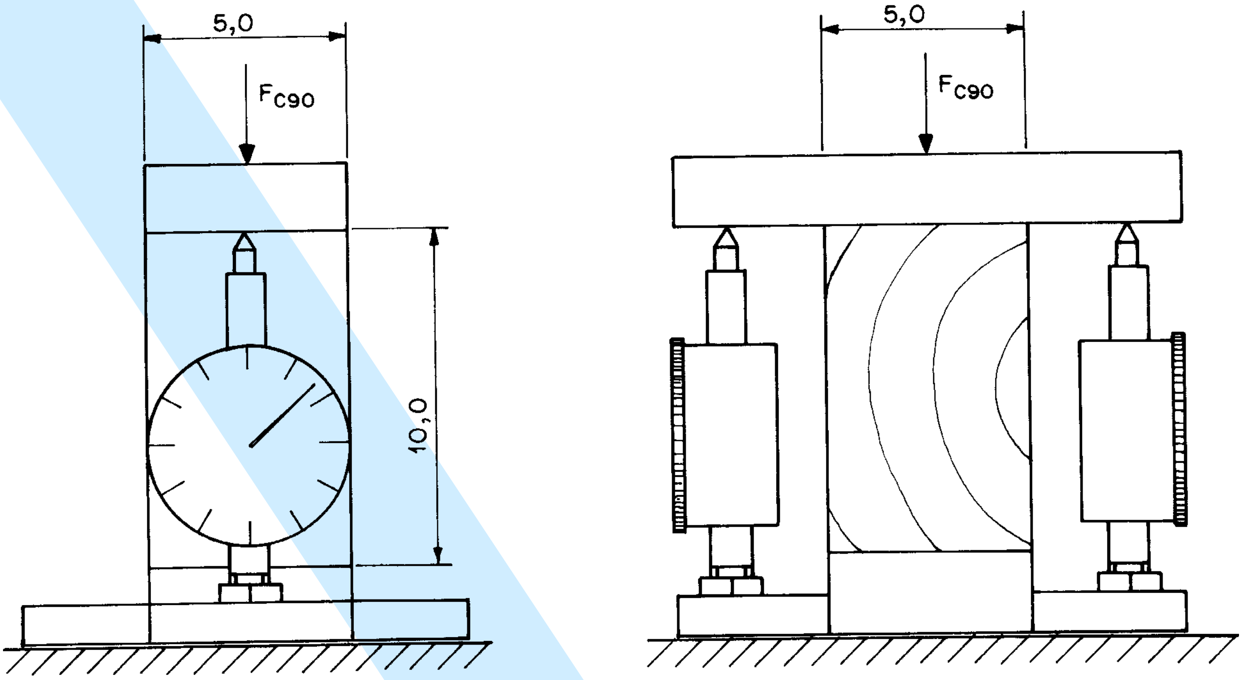


Figura B.14 - Arranjo de ensaio para compressão normal às fibras

B.11 Tração normal às fibras

B.11.1 Objetivos

Determinar a resistência à tração normal às fibras da madeira de um lote considerado homogêneo.

B.11.2 Definições

A resistência à tração normal às fibras da madeira ($f_{wt,90}$ ou f_{t90}) é dada pela máxima tensão de tração que pode atuar em um corpo-de-prova alongado com trecho central de seção transversal uniforme de área A e comprimento não menor que 2,5 $\sqrt{A}$, com extremidades mais resistentes que o trecho central e com concordâncias que garantam a ruptura no trecho central, sendo dada por:

$$f_{wt,90} = \frac{F_{t90,máx.}}{A_{t90}}$$

onde:

$F_{t90,máx.}$ é a máxima força de tração normal aplicada ao corpo-de-prova, em newtons;

A_{t90} é a área inicial da seção transversal tracionada do trecho alongado do corpo-de-prova, em metros quadrados.

O valor característico da resistência à tração normal às fibras $f_{t0,k}$ deve ser determinado pelo estimador dado em B.3.

A resistência à tração normal às fibras determinada por meio do corpo-de-prova indicado na figura B.15, deve ser utilizada apenas para estudos comparativos entre diferentes espécies de madeira, não devendo ser aplicada na avaliação da segurança das estruturas de madeira.

B.11.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em B.2.

O corpo-de-prova deve ser alongado com trecho central de seção transversal uniforme de área A e comprimento não menor que 2,5 $\sqrt{A}$, com extremidades mais resistentes que o trecho central e com concordâncias que garantam a ruptura no trecho central.

Para um estudo comparativo entre diferentes espécies de madeira, permite-se utilizar o corpo-de-prova mostrado na figura B.15.

B.11.4 Procedimento

Para a determinação da resistência à tração normal às fibras, as medidas das faces dos corpos-de-prova devem ser feitas com precisão de 0,1 mm.

Para o ajuste do corpo-de-prova na máquina de ensaio mecânico, deve-se utilizar uma rótula entre o atuador e o corpo-de-prova.

O carregamento deve ser monotônico crescente, correspondente a uma taxa de 2,5 MPa/min.

Para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas, devem ser utilizadas duas amostras, sendo uma com corpos-de-prova saturados e outra com corpos-de-prova com teor de umidade em equilíbrio com o ambiente (seco ao ar). A determinação do teor de umidade deve ser feita por meio dos procedimentos estabelecidos em B.5.

O carregamento deve ser aplicado de preferência na direção tangencial.

O arranjo de ensaio para tração normal às fibras com o corpo-de-prova da figura B.15 está mostrado na figura B.16.

B.11.5 Apresentação dos resultados

Os resultados obtidos de resistência à tração normal às fibras devem ser apresentados com valores característicos, acompanhados do respectivo teor de umidade. Estes valores devem ser apresentados em relatório técnico especificado em B.4.

B.12 Cisalhamento

B.12.1 Objetivo

Determinação da resistência ao cisalhamento paralelo às fibras da madeira de um lote considerado homogêneo.

B.12.2 Definições

A resistência ao cisalhamento paralelo às fibras da madeira ($f_{wv,0}$ ou f_{v0}) é dada pela máxima tensão de cisalhamento que pode atuar na seção crítica de um corpo-de-prova prismático, sendo dada por:

$$f_{v0} = \frac{F_{v0,máx.}}{A_{v0}}$$

onde:

$F_{v0,máx.}$ é a máxima força cisalhante aplicada ao corpo-de-prova, em newtons;

A_{v0} é a área inicial da seção crítica do corpo-de-prova, em um plano paralelo às fibras, em metros quadrados.

O valor característico da resistência ao cisalhamento paralela às fibras $f_{v0,k}$ deve ser determinado pelo estimador dado em B.3.

B.12.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em B.2.

O corpo-de-prova para o ensaio de cisalhamento deve ter a forma indicada na figura B.17.

O corpo-de-prova deve ser fabricado com o plano da seção crítica paralelo à direção radial da madeira (normal ao eixo 3) (ver figura B.17).

B.12.4 Procedimento

Para a determinação da resistência ao cisalhamento paralelo às fibras, as medidas dos lados dos corpos-de-prova devem ser feitas com exatidão de 0,1 mm.

Para o ajuste do corpo-de-prova na máquina de ensaio deve-se utilizar uma rótula entre o atuador e o corpo-de-prova.

O carregamento deve ser monotônico crescente, correspondente a uma taxa de 2,5 MPa/min.

Para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas, devem ser utilizadas duas amostras, sendo uma com corpos-de-prova saturados e outra com corpos-de-prova com teor de umidade em equilíbrio com o ambiente. A determinação do teor de umidade deve ser feita por meio dos procedimentos estabelecidos em B.5.

O arranjo de ensaio para a determinação da resistência ao cisalhamento paralelo está indicado na figura B.18.

B.12.5 Análise de resultados

Os resultados da propriedade de resistência ao cisalhamento paralelo às fibras devem ser apresentados com valores característicos, acompanhados do respectivo teor de umidade. Estes valores devem ser apresentados em relatório técnico especificado em B.4.

B.13 Fendilhamento

B.13.1 Objetivo

Determinação da resistência ao fendilhamento paralelo às fibras da madeira de um lote considerado homogêneo.

B.13.2 Definições

A resistência ao fendilhamento paralelo às fibras da madeira ($f_{ws,0}$ ou f_{s0}) é dada pela máxima tensão que pode atuar no corpo-de-prova de madeira indicado na figura B.19, dada por:

$$f_{s0} = \frac{F_{s0,máx.}}{A_{s0}}$$

onde:

$F_{s0,máx.}$ é a máxima força aplicada ao corpo-de-prova, em newtons;

A_{s0} é a área crítica da seção transversal do corpo-de-prova, resistente ao fendilhamento, em metros quadrados.

A resistência ao fendilhamento é um valor convencional, dependente da forma e das distâncias entre os lados do corpo-de-prova, tal como indicado na figura B.19. Esta propriedade deve ser utilizada apenas para estudo comparativo entre espécies de madeira.

O valor característico da resistência ao fendilhamento paralela às fibras $f_{t0,k}$ deve ser estimado pelo estimador dado em B.3.

B.13.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em B.2.

O corpo-de-prova para o ensaio de fendilhamento paralelo às fibras deve ter a forma indicada na figura B.19 .

O corpo-de-prova deve ser fabricado de preferência com o plano da seção crítica perpendicular à direção radial da madeira (direção do eixo 2).

Dimensões em centímetros

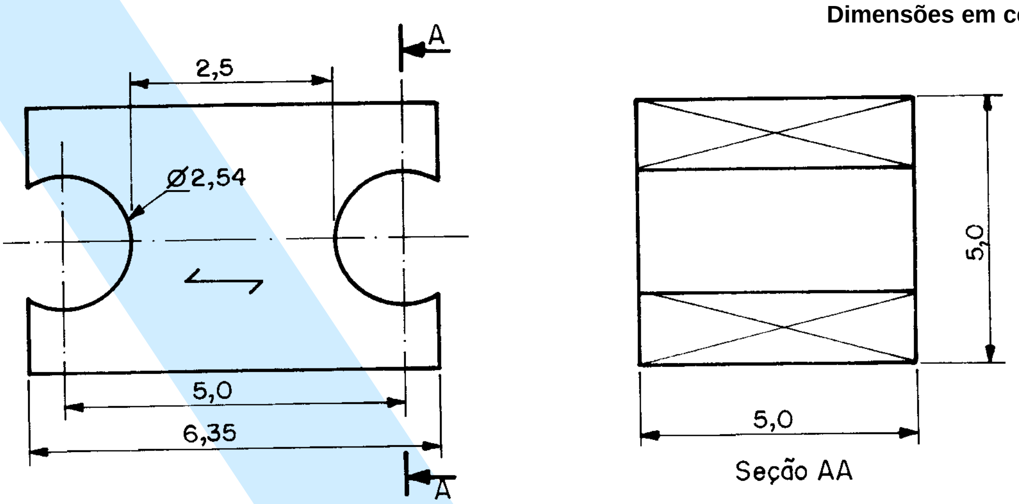


Figura B.15 - Corpo-de-prova para tração normal às fibras

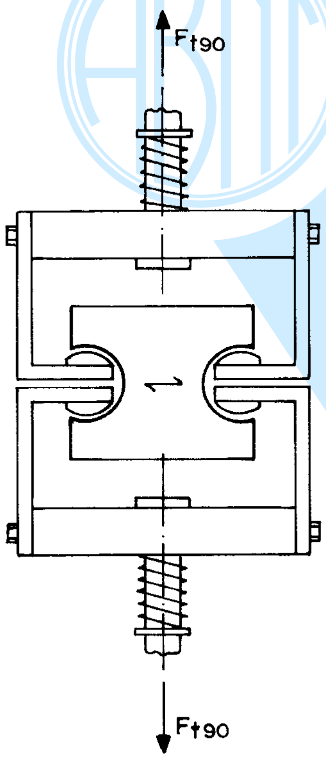


Figura B.16 - Arranjo de ensaio para tração normal às fibras

Dimensões em centímetros

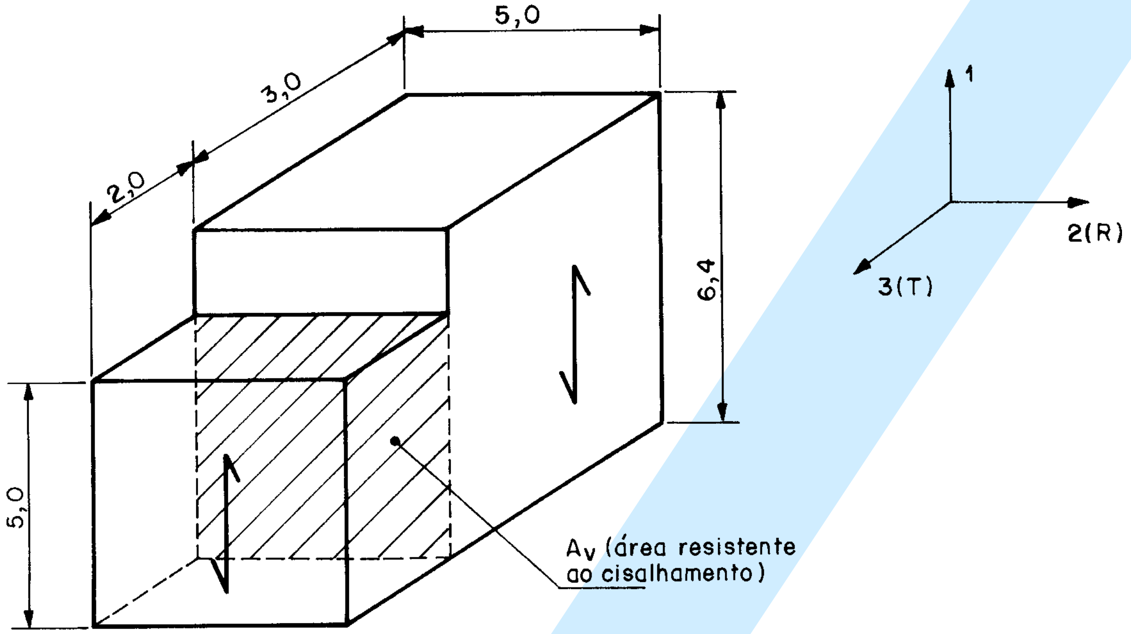


Figura B.17 - Corpo-de-prova para ensaio de cisalhamento na direção paralela às fibras

Dimensões em milímetros

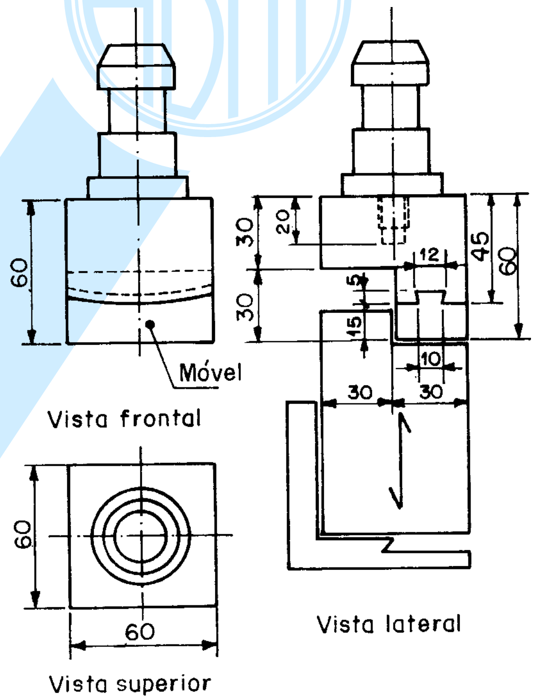


Figura B.18 - Arranjo de ensaio para cisalhamento paralelo às fibras

Dimensões em centímetros

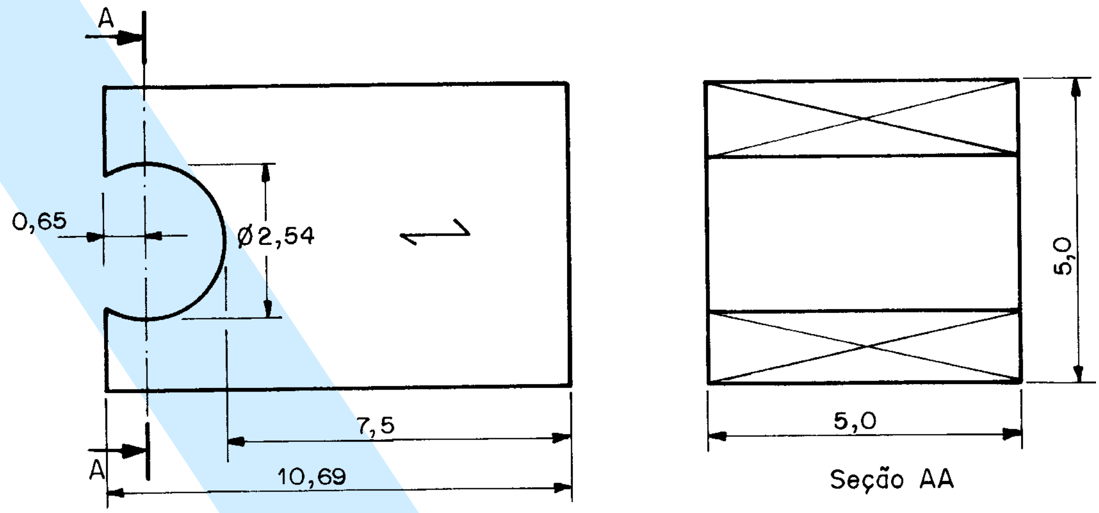


Figura B.19 - Corpo-de-prova para ensaio de fendilhamento

B.13.4 Procedimento

Para a determinação da resistência ao fendilhamento paralelo às fibras, as medidas dos lados dos corpos-de-prova devem ser feitas com exatidão de 0,1 mm.

Para o ajuste do corpo-de-prova na máquina de ensaio, deve-se utilizar uma rótula entre o atuador e o corpo-de-prova.

O carregamento deve ser monotônico crescente, correspondente a uma taxa de 2,5 MPa/min.

Para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas, devem ser utilizadas duas amostras, sendo uma com corpos-de-prova saturados e outra com corpos-de-prova com teor de umidade em equilíbrio com o ambiente. A determinação do teor de umidade deve ser feita por meio dos procedimentos estabelecidos em B.5.

B.13.5 Apresentação dos resultados

Os resultados da propriedade de resistência ao fendilhamento paralelo às fibras devem ser apresentados com valores característicos, acompanhados do respectivo teor de umidade. Estes valores devem ser apresentados em relatório técnico especificado em B.4.

B.14 Flexão

B.14.1 Objetivo

Determinação da resistência e da rigidez da madeira à flexão de um lote considerado homogêneo.

B.14.2 Definições

A resistência da madeira à flexão (f_{wM} ou f_M) é um valor convencional, dado pela máxima tensão que pode atuar em um corpo-de-prova no ensaio de flexão simples, calculado com a hipótese de a madeira ser um material elástico, sendo dado por:

$$f_M = \frac{M_{máx.}}{W_e}$$

onde:

$M_{máx.}$ é o máximo momento aplicado ao corpo-de-prova, em newtons-metro;

W_e é o módulo de resistência elástico da seção transversal do corpo-de-prova, dado por $bh^2/6$, em metros cúbicos.

O valor característico da resistência convencional à flexão $f_{M,k}$ deve ser determinado pelo estimador dado em B.3.

A rigidez da madeira à flexão é caracterizada pelo módulo de elasticidade determinado no trecho linear do diagrama carga x deslocamento, indicado na figura B.20.

Para esta finalidade o módulo de elasticidade deve ser determinado pela inclinação da reta secante à curva carga x deslocamento no meio do vão, definida pelos pontos ($F_{10\%}$; $v_{10\%}$) e ($F_{50\%}$; $v_{50\%}$) correspondentes, respectivamente, a 10% e 50% da carga máxima de ensaio estimada por meio de um corpo-de-prova gêmeo, sendo dado por:

$$E_{M0} = \frac{(F_{M,50\%} - F_{M,10\%})\, L^3}{(v_{50\%} - v_{10\%})\, 4\, bh^3}$$

onde:

$F_{M,10\%}$ e $F_{M,50\%}$ são as cargas correspondentes a 10% e 50% da carga máxima estimada, aplicada ao corpo-de-prova, em newtons, representadas pelos pontos 71 e 85 do diagrama de carregamento mostrado na figura B.21;

$v_{10\%}$ e $v_{50\%}$ são os deslocamentos no meio do vão correspondentes a 10% e 50% da carga máxima estimada $F_{M,est}$, em metros;

b e h correspondem, respectivamente, à largura e à altura da seção transversal do corpo-de-prova, em metros.

B.14.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em B.2.

Os corpos-de-prova devem ter forma prismática, com seção transversal quadrada de 5,0 cm de lado e comprimento, na direção paralela às fibras, de 115 cm, como mostrado na figura B.22.

O corpo-de-prova deve ser fabricado de preferência com o plano de flexão perpendicular à direção radial da madeira, não se admitindo inclinações de fibras maiores que 6° em relação ao comprimento do corpo-de-prova.

B.14.4 Procedimento

Para a determinação da resistência convencional à flexão, as medidas dos lados do corpo-de-prova devem ser feitas com exatidão de 0,1 mm.

No ensaio, o corpo-de-prova deve ser vinculado a dois apoios articulados móveis, com vão livre entre apoios de 21 h, sendo o equilíbrio do sistema garantido pelo atrito com o atuador.

O carregamento consiste em uma carga concentrada, aplicada por meio de um cutelo acoplado ao atuador, como indicado na figura B.23.

No ensaio para determinação da resistência à flexão, o carregamento deve ser monotônico crescente, com uma taxa de 10 MPa/min.

Para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas, devem ser utilizadas duas amostras, sendo uma com corpos-de-prova saturados e outra com corpos-de-prova com teor de umidade em equilíbrio com o ambiente. A determinação do teor de umidade deve ser feita por meio dos procedimentos estabelecidos em B.5.

Para a determinação da rigidez, a resistência deve ser estimada ($f_{M,est}$) pelo ensaio destrutivo de um corpo-de-prova gêmeo, selecionado da mesma amostra a ser investigada.

Conhecida a resistência estimada da amostra $f_{M,est}$, o carregamento deve ser aplicado com dois ciclos de carga e descarga, de acordo com o procedimento especificado no diagrama de carregamento da figura B.21. A taxa de carregamento deve ser de 10 MPa/min.

A medida dos deslocamentos transversais no meio do vão deve ser feita para cada ponto do diagrama de carregamento especificado na figura B.21; com transdutores de deslocamentos com exatidão de 0,01 mm.

Para os ensaios com instrumentação fixada ao corpo-de-prova, os deslocamentos devem ser registrados para cada ponto do diagrama de carregamento (ver figura B.23), até 70% da carga estimada. Em seguida deve-se retirar a instrumentação e elevar o carregamento até a ruptura do corpo-de-prova.

B.14.5 Apresentação dos resultados

Para a determinação dos módulos de elasticidade devem ser construídos diagramas carga x deslocamento para todos os ensaios realizados.

Os resultados das propriedades de resistência convencional e de rigidez à flexão devem ser apresentados com valor característico para a resistência e com valor médio para o módulo de elasticidade, acompanhados do respectivo teor de umidade. Estes valores devem ser apresentados em relatório técnico especificado em B.4.

B.15 Dureza

B.15.1 Objetivo

Determinação da dureza da madeira de um lote considerado homogêneo pelo método de Janka.

B.15.2 Definições

A dureza da madeira (f_{wH} ou f_H) proposta por Janka é determinada convencionalmente pela tensão que, atuante em uma das faces de um corpo-de-prova prismático, produz a penetração de uma semi-esfera de aço com área diametral de 1 cm^2, dada por:

$$f_H = \frac{F_{máx.}}{A_{seção\ diametral}}$$

onde:

$F_{máx.}$ é a máxima força aplicada ao corpo-de-prova necessária à penetração de uma semi-esfera de seção diametral com 1 cm^2 de área na profundidade igual ao seu raio, em newtons;

$A_{seção\ diametral}$ é a área da seção diametral da esfera, igual a 1 cm^2, em centímetros quadrados.

Para esta finalidade a dureza da madeira é medida na direção paralela às fibras (f_{H0}) e na direção normal às fibras (f_{H90}).

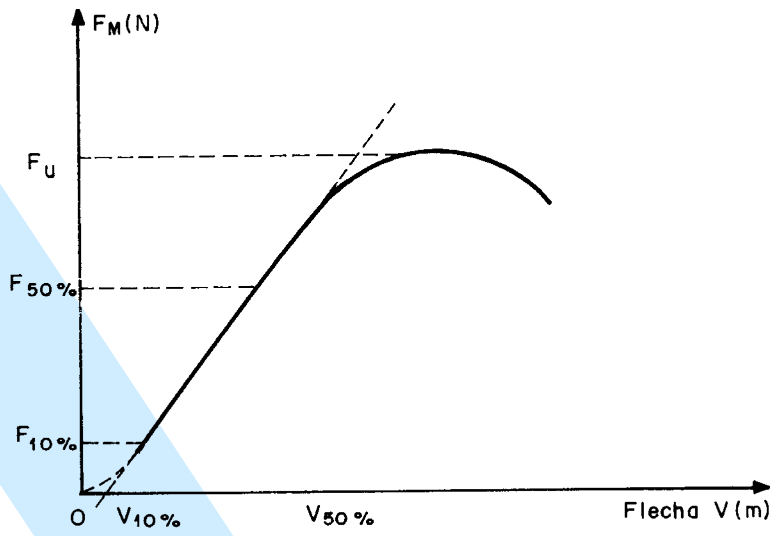


Figura B.20 - Diagrama carga x flecha na flexão

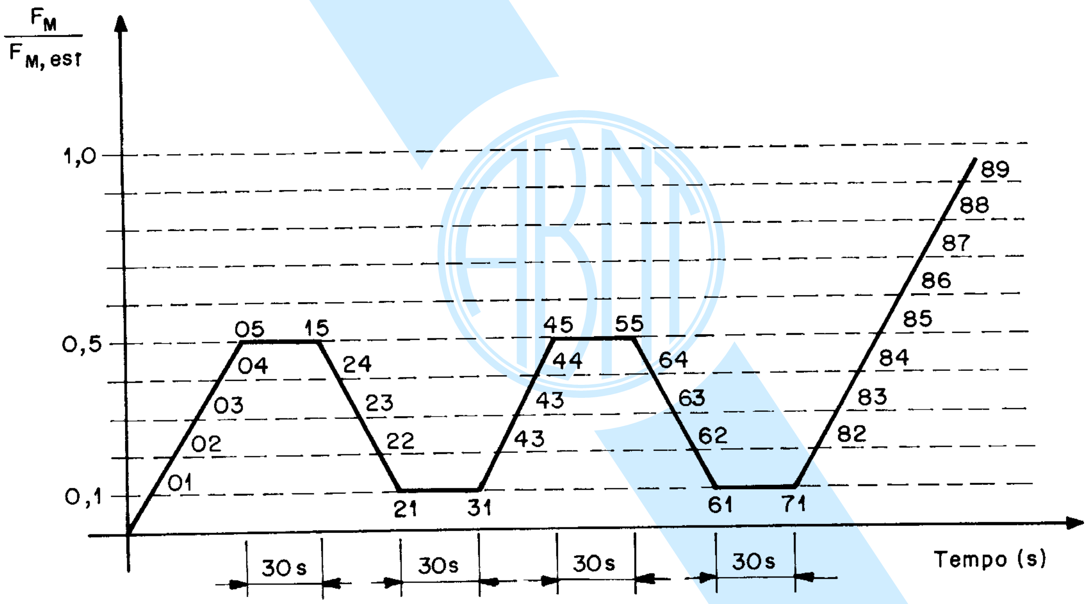


Figura B.21 - Diagrama de carregamento para determinação da rigidez à flexão

Dimensões em centímetros

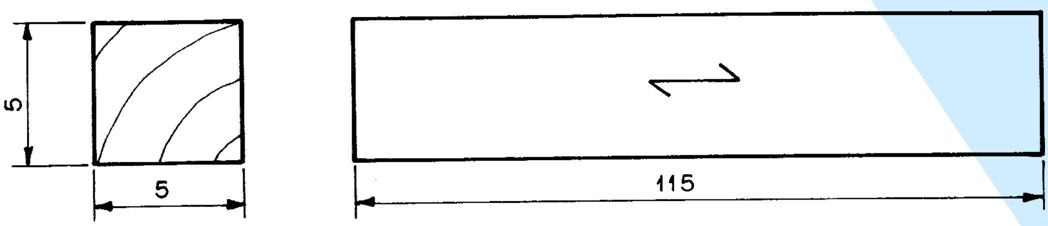


Figura B.22 - Corpo-de-prova para ensaio de flexão

Dimensões em centímetros

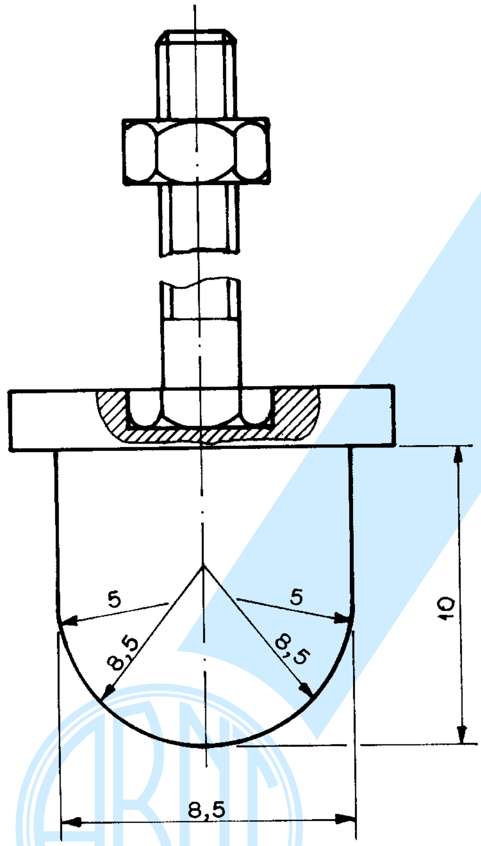


Figura B.23 - Cutelo de aplicação de carga para o ensaio de flexão

B.15.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em B.2.

Os corpos-de-prova devem ter forma prismática de seção quadrada de 5,0 cm e comprimento ao longo das fibras de 15,0 cm, como indicados na figura B.24.

O corpo-de-prova deve ser fabricado com seus lados menores perpendiculares às direções preferenciais da madeira.

B.15.4 Procedimento

Para a determinação da dureza pelo método de Janka, as medidas dos lados dos corpos-de-prova devem ser feitas com exatidão de 0,1 mm.

Para aplicar o carregamento ao corpo-de-prova deve-se utilizar um dispositivo especial entre o atuador e o corpo-de-prova, como indicado na figura B.25.

O ensaio deve ser feito nas direções paralela e normal às fibras da madeira.

O carregamento deve ser monotônico crescente aplicado até que a esfera penetre a uma profundidade igual ao seu raio, em um período de pelo menos 1 min.

Para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas, devem ser utilizadas duas amostras, sendo uma com corpos-de-prova saturados e outra com corpos-de-prova com teor de umidade em equilíbrio com o ambiente. A determinação do teor de umidade deve ser feita por meio dos procedimentos estabelecidos em B.5.

B.15.5 Apresentação dos resultados

Os resultados de dureza da madeira devem ser apresentados com valores característicos, acompanhados dos respectivos teores de umidade. Estes valores devem ser apresentados em relatório técnico especificado em B.4.

B.16 Resistência ao impacto na flexão

B.16.1 Objetivo

Determinação da resistência ao impacto na flexão da madeira de um lote considerado homogêneo.

Dimensões em centímetros

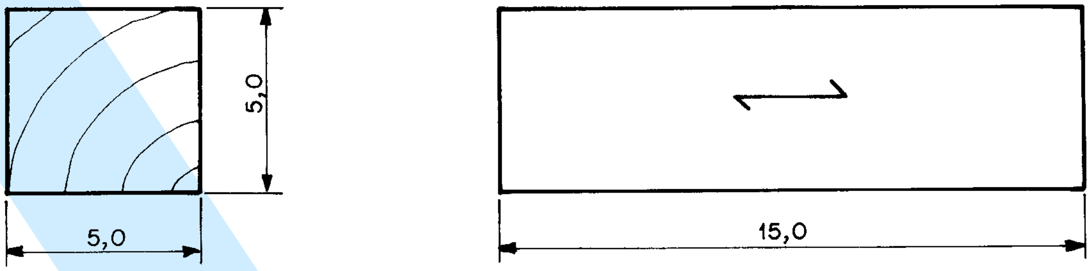


Figura B.24 - Corpo-de-prova para ensaio de dureza

Dimensões em milímetros

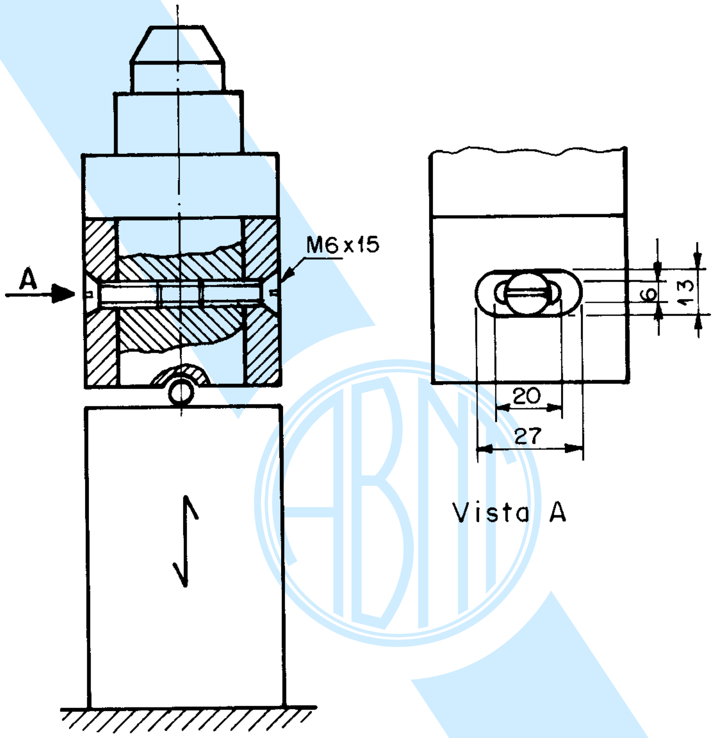


Figura B.25 - Arranjo de ensaio para dureza Janka

B.16.2 Definições

A resistência ao impacto à flexão (f_{bw}) é definida pela razão entre a energia necessária à fratura do corpo-de-prova (W) e a área da seção transversal deste, expressa em quilojoules por metro quadrado, sendo dada por:

$$f_{bw} = \frac{1\,000\ W}{bh}$$

onde:

W é a energia necessária para fratura do corpo-de-prova, em joules;

b e h são as dimensões da seção transversal do corpo-de-prova, na direção radial e tangencial, em milímetros.

O valor característico da resistência ao impacto à flexão $f_{bw,k}$ deve ser determinado pelo estimador dado em B.3.

B.16.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em B.2.

Os corpos-de-prova devem ter forma prismática de seção quadrada de 2 cm de lado e comprimento ao longo das fibras de 30 cm indicados na figura B.26.

O corpo-de-prova deve ser fabricado com os lados perpendiculares às direções preferenciais da madeira, não se admitindo inclinações das fibras maiores que 6° em relação ao comprimento do corpo-de-prova.

Dimensões em centímetros

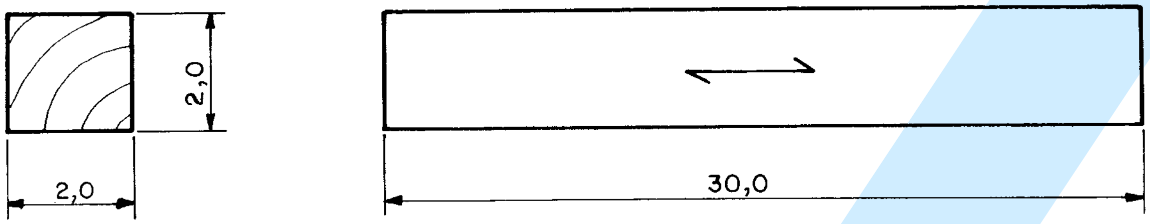


Figura B.26 - Corpo-de-prova para ensaio de impacto

B.16.4 Procedimento

Para a determinação da resistência ao impacto na flexão, as medidas dos lados dos corpos-de-prova devem ser feitas com exatidão de 0,1 mm.

Para o ensaio de impacto à flexão deve-se utilizar um máquina de pêndulo com capacidade três a cinco vezes maior que a energia necessária à ruptura do corpo-de-prova por flexão.

O ensaio deve ser feito para impacto nas direções radial e tangencial da madeira.

O corpo-de-prova deve ser apoiado sobre dois apoios cilíndricos de 15 mm de raio, com 24 cm ± 0,1 cm de distância entre os seus eixos.

Para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas, devem ser utilizadas duas amostras, sendo uma com corpos-de-prova saturados e outra com corpos-de-prova com teor de umidade em equilíbrio com o ambiente. A determinação do teor de umidade deve ser feita por meio dos procedimentos estabelecidos em B.5.

B.16.5 Apresentação dos resultados

Os resultados da propriedade de resistência ao impacto na flexão devem ser apresentados com valor característico, acompanhado do respectivo teor de umidade. Estes valores devem ser apresentados em forma de relatório técnico especificado em B.4.

B.17 Embutimento

B.17.1 Objetivo

Determinação das resistências de embutimento da madeira, nas direções paralela e normal às fibras, na madeira de um lote considerado homogêneo.

B.17.2 Definições

A resistência de embutimento (f_{we} ou f_e) é definida pela razão entre a força F_e que causa a deformação específica residual de 2‰ e a área de embutimento do pino A_e= td, determinada no ensaio do corpo-de-prova mostrado na figura B.27.

Para esta finalidade, as resistências de embutimento nas direções paralela e normal às fibras, f_{e0} e f_{e90} em megapascals, são determinadas a partir do diagrama tensão x deformação específica de embutimento mostrado na figura B.28. Estas resistências são dadas pelas expressões:

$$f_{e0} = \frac{F_{e0}}{td}$$

$$f_{e90} = \frac{F_{e90}}{td}$$

onde:

F_{e0} e F_{e90} são as forças aplicadas, respectivamente, nas direções paralela e normal às fibras, correspondentes às deformações residuais de ε = 2‰ , em newtons;

t é a espessura do corpo-de-prova, em metros;

d é o diâmetro do pino, em metros.

Os valores característicos das resistências de embutimento paralelo e normal às fibras $f_{e0,k}$ e $f_{e90,k}$ devem ser determinados pelo estimador dado em B.3.

B.17.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em B.2.

O corpo-de-prova para a resistência de embutimento na direção paralela às fibras deve ter forma prismática, de seção retangular de 8 d de largura e 2 d de espessura correspondentes a β = t/d = 2, com comprimento ao longo das fibras de 18 d. Para a resistência de embutimento na direção normal às fibras, o corpo-de-prova deve ter as mesmas dimensões anteriores, tomando-se o eixo maior na direção normal às fibras da madeira, como indicado na figura B.26.

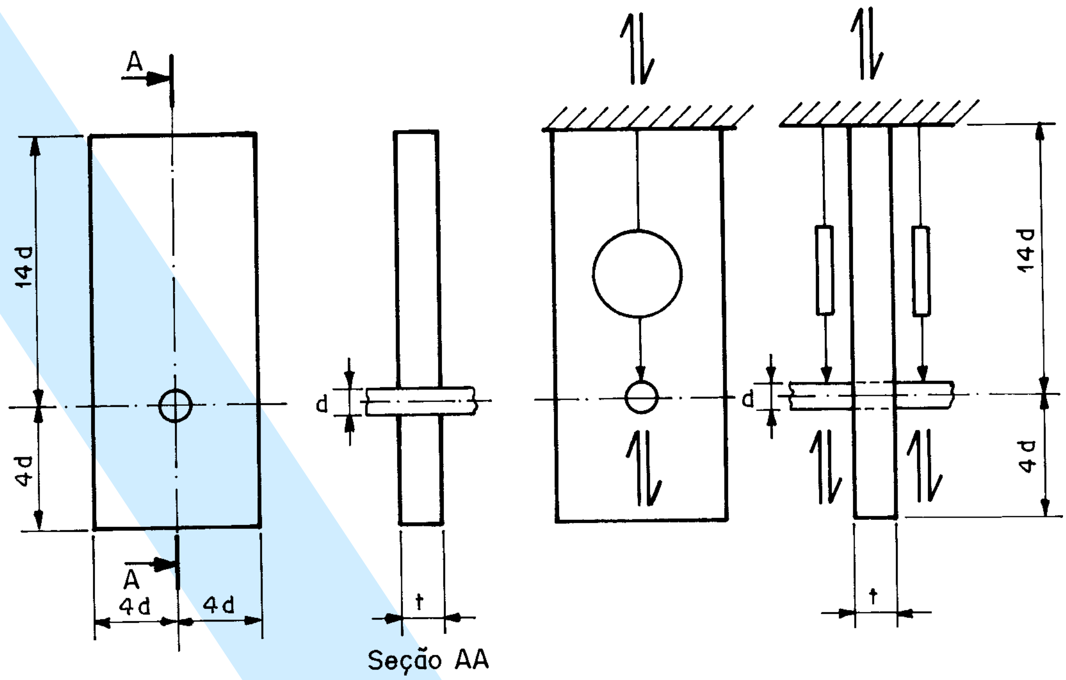


Figura B.27 - Corpo-de-prova para ensaio de embutimento

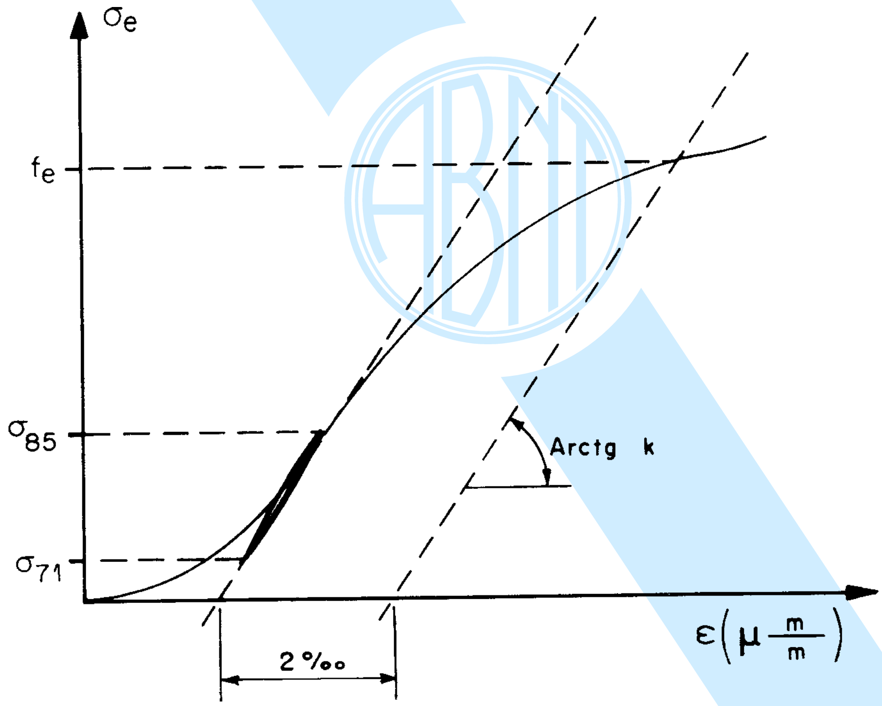


Figura B.28 - Diagrama tensão x deformação específica de embutimento

B.17.4 Procedimento

Para a determinação da resistência de embutimento, as medidas dos lados dos corpos-de-prova devem ser feitas com exatidão de 0,1 mm.

Para a determinação da deformação específica devem ser feitas medidas do deslocamento relativo entre o pino e a extremidade do corpo-de-prova, em duas faces opostas do corpo-de-prova.

As medidas do deslocamento relativo devem ser feitas por transdutores de deslocamentos com precisão de 0,01 mm, com uma base de referência de 14 d, devendo ser corrigidas pela subtração da correspondente deformação total da máquina de ensaio (efeito mola). Esta correção somente deve ser feita se a deformação da máquina de ensaio for significativa, podendo por isto alterar o valor da resistência de embutimento em mais de 5%.

Para as medidas dos deslocamentos relativos podem ser utilizados relógios comparadores, com exatidão de 0,01 mm, fixados com bases de medida de 14 d, como indicado na figura B.28.

Para o ensaio de embutimento deve ser estimada a resistência ($f_{e\theta, est}$) por meio do ensaio destrutivo de um corpo-de-prova gêmeo, selecionado da mesma amostra a ser investigada.

A resistência estimada $f_{e\theta, est}$ deve ser dada pela carga máxima do ensaio.

Conhecida a resistência de embutimento estimada, $f_{e\theta, est}$, o carregamento deve ser aplicado com dois ciclos de carga e descarga, de acordo com o procedimento especificado no diagrama da figura B.29. A taxa de carregamento deve ser de 10 MPa/min.

Para o ajuste do corpo-de-prova na máquina de ensaio deve-se utilizar uma rótula entre o atuador e o corpo-de-prova.

Os registros das cargas e das deformações devem ser feitos para cada ponto do diagrama de carregamento mostrado na figura B.29.

Para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas, devem ser utilizadas duas amostras, sendo uma com corpos-de-prova saturados e outra com corpos-de-prova com teor de umidade em equilíbrio com o ambiente. A determinação do teor de umidade deve ser feita por meio dos procedimentos estabelecidos em B.5.

Os ensaios devem ser feitos nas direções paralela e normal às fibras ($\theta = 0°$ e $90°$).

B.17.5 Apresentação dos resultados

Os resultados das resistências de embutimento nas direções paralela e normal às fibras devem ser apresentados com valores característicos, acompanhados dos respectivos teores de umidade. Estes valores devem ser apresentados em relatórios técnicos especificados em B.4.

B.18 Cisalhamento na lâmina de cola

B.18.1 Objetivo

Determinação da resistência ao cisalhamento na lâmina de cola da madeira laminada colada de um lote considerado homogêneo.

B.18.2 Definições

A resistência ao cisalhamento na lâmina de cola paralelo às fibras da madeira laminada colada ($f_{gv,0}$) é dada pela máxima tensão de cisalhamento que pode atuar na lâmina de cola de um corpo-de-prova prismático, sendo dada por:

$$f_{gv} = \frac{F_{V0,máx.}}{A_{gv,0}}$$

onde:

$F_{v0,máx.}$ é a máxima força cisalhante aplicada ao corpo-de-prova, em newtons;

$A_{gv,0}$ é a área inicial da lâmina de cola do corpo-de-prova, em um plano paralelo às fibras, em metros quadrados.

O valor característico da resistência ao cisalhamento paralela às fibras $f_{gv,0,k}$ deve ser determinado pelo estimador dado em B.3.

B.18.3 Amostra

A amostra deve ser representativa da madeira laminada colada.

O corpo-de-prova para o ensaio de cisalhamento deve ter a forma indicada na figura B.30.

O corpo-de-prova deve ter, de preferência, o plano da lâmina de cola perpendicular à direção radial da madeira (normal ao eixo 2) (ver figura B.30).

B.18.4 Procedimento

Para a determinação da resistência ao cisalhamento na lâmina de cola, na direção paralela às fibras, as medidas dos lados dos corpos-de-prova devem ser feitas com exatidão de 0,1 mm.

Para o ajuste do corpo-de-prova na máquina de ensaio deve-se utilizar uma rótula entre o atuador e o corpo-de-prova.

O carregamento deve ser monotônico crescente, correspondente a uma taxa de 2,5 MPa/min.

O arranjo de ensaio para a determinação da resistência ao cisalhamento na lâmina de cola está indicado na figura B.31.

B.18.5 Análise de resultados

Os resultados da propriedade de resistência ao cisalhamento na lâmina de cola, na direção paralela às fibras devem ser apresentados com valores característicos. Estes valores devem ser apresentados em relatório técnico especificado em B.4.

B.19 Tração normal à lâmina de cola

B.19.1 Objetivo

Determinar a resistência da lâmina de cola à tração normal às fibras da madeira laminada colada de um lote considerado homogêneo.

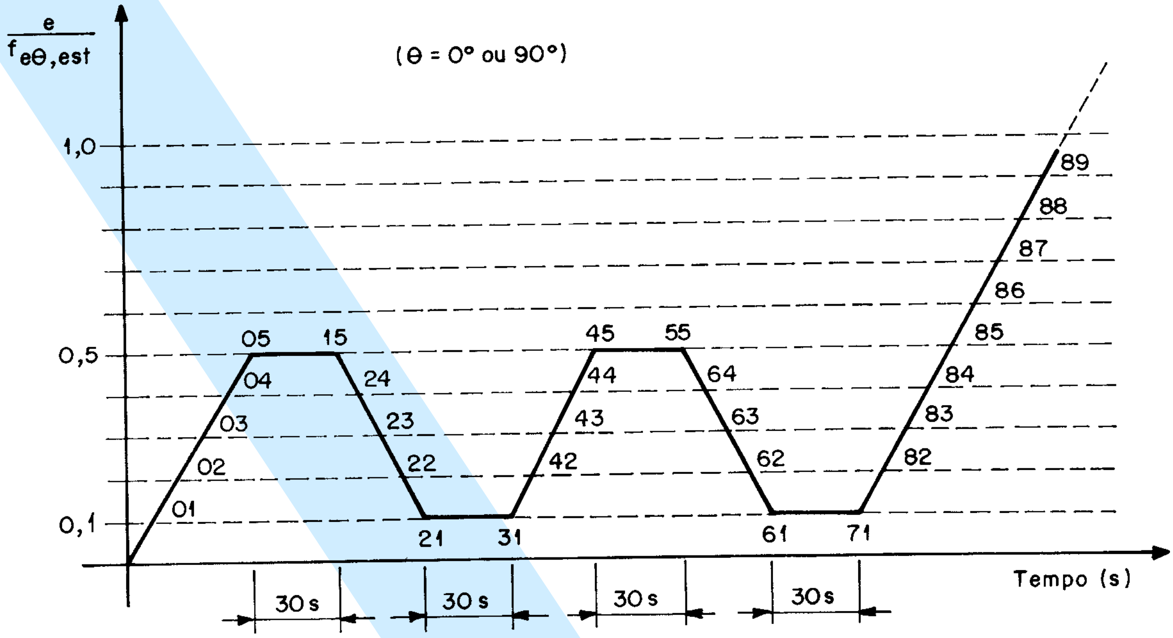


Figura B.29 - Diagrama de carregamento para ensaio de embutimento

Dimensões em centímetros

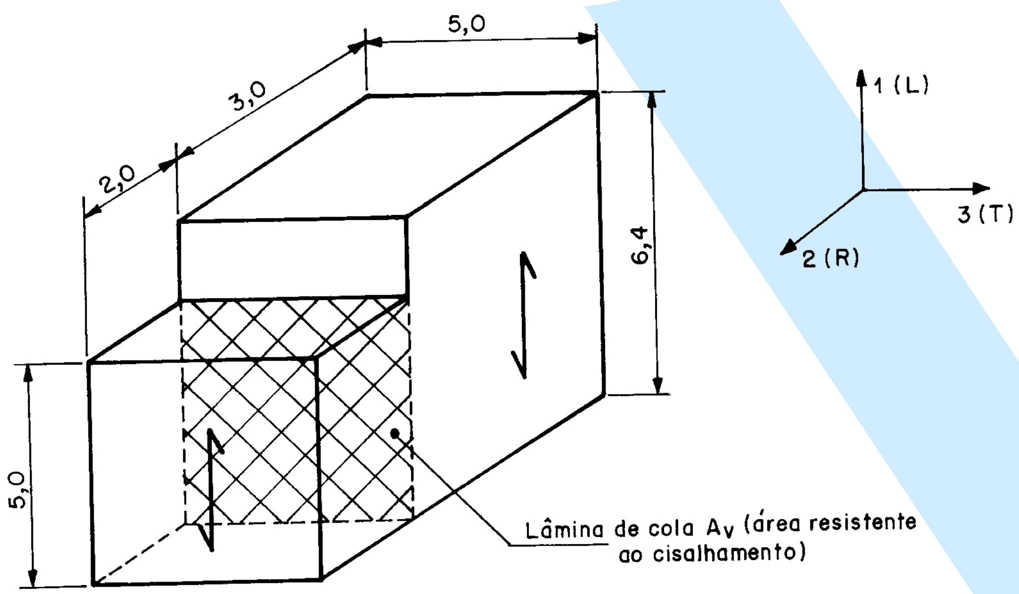


Figura B.30 - Corpo-de-prova para ensaio de cisalhamento na lâmina de cola, na direção paralela às fibras

Dimensões em milímetros

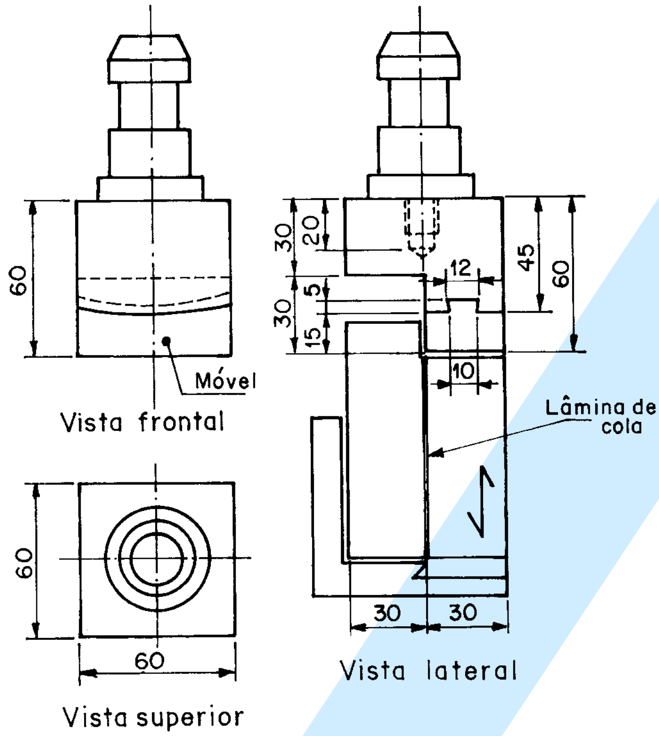


Figura B.31 - Arranjo de ensaio para cisalhamento na lâmina de cola, na direção paralela às fibras

B.19.2 Definições

A resistência da lâmina de cola à tração normal da madeira laminada colada ($f_{gt,90}$) é dada pela máxima tensão de tração que pode atuar em um corpo-de-prova alongado com trecho central de seção transversal uniforme de área A_g e comprimento não menor que 2,5 $\sqrt{A}$, com extremidades mais resistentes que o trecho central e com concordâncias que garantam a ruptura no trecho central, sendo dada por:

$$f_{gt,90} = \frac{F_{t90,máx.}}{A_{g90}}$$

onde:

$F_{t90,máx.}$ é a máxima força de tração normal aplicada ao corpo-de-prova, em newtons;

A_{g90} é a área inicial da lâmina de cola tracionada do trecho alongado do corpo-de-prova, em metros quadrados.

O valor característico da resistência da lâmina de cola à tração normal às fibras $f_{gt,90,k}$ deve ser determinado pelo estimador dado em B.3.

A resistência da lâmina de cola à tração normal às fibras, determinada por meio do corpo-de-prova indicado na figura B.32, deve ser utilizada apenas para estudos comparativos entre diferentes tipos de madeira laminada colada, não devendo ser aplicada na avaliação da segurança das estruturas de madeira laminada colada.

B.19.3 Amostra

A amostra deve ser representativa da madeira laminada colada.

O corpo-de-prova deve ser alongado com trecho central de seção transversal uniforme de área A_{g90} e comprimento não menor que 2,5 $\sqrt{A_{g90}}$, com extremidades mais resistentes que o trecho central e com concordâncias que garantam a ruptura no trecho central.

Para um estudo comparativo entre diferentes tipos de madeira laminada colada, permite-se utilizar o corpo-de-prova mostrado na figura B.32.

B.19.4 Procedimento

Para a determinação da resistência da lâmina de cola à tração normal às fibras da madeira laminada colada, as medidas das faces dos corpos-de-prova devem ser feitas com exatidão de 0,1 mm.

Para o ajuste do corpo-de-prova na máquina de ensaio mecânico deve-se utilizar uma rótula entre o atuador e o corpo-de-prova.

O carregamento deve ser monotônico crescente, correspondente a uma taxa de 2,5 MPa/min.

O carregamento deve ser aplicado de preferência na direção tangencial.

O arranjo de ensaio para determinação da resistência da lâmina de cola à tração normal às fibras da madeira laminada colada com o corpo-de-prova da figura B.32 está mostrado na figura B.33.

Dimensões em centímetros

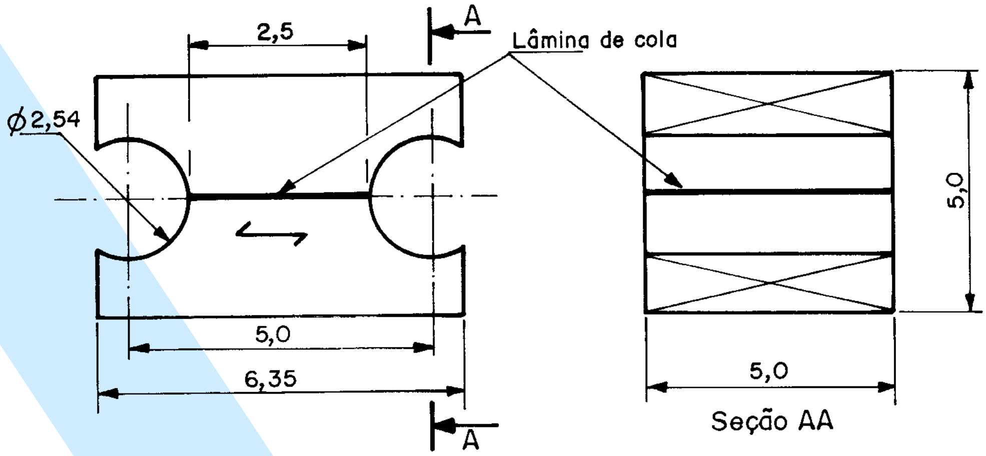


Figura B.32 - Corpo-de-prova para tração da lâmina de cola normal às fibras da madeira laminada colada

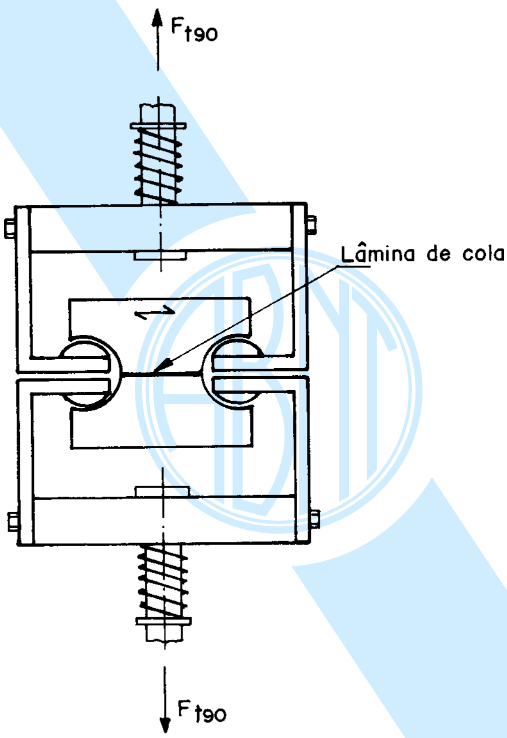


Figura B.33 - Arranjo de ensaio para tração da lâmina de cola na direção normal às fibras da madeira laminada colada

B.19.5 Apresentação dos resultados

Os resultados obtidos de resistência da lâmina de cola à tração normal às fibras da madeira laminada colada devem ser apresentados com valores característicos. Estes valores devem ser apresentados em relatório técnico especificado em B.4.

B.20 Resistência das emendas dentadas e biseladas

B.20.1 Objetivo

Determinação da resistência das emendas dentadas e biseladas à tração paralela às fibras da madeira laminada colada de um lote considerado homogêneo.

B.20.2 Definições

A resistência das emendas dentadas e biseladas à tração paralela às fibras da madeira laminada colada ($f_{gt,0}$) é determinada convencionalmente pela razão entre a máxima força de tração aplicada a um corpo-de-prova alongado e a área $A_{gt,0}$ do trecho da emenda.

$$f_{gt,0} = \frac{F_{t0,máx.}}{A_{gt,0}}$$

onde:

$F_{t0,máx.}$ é a máxima força de tração aplicada ao corpo-de-prova durante o ensaio, em newtons;

$A_{gt,0}$ é a área inicial da seção transversal tracionada do trecho central do corpo-de-prova da emenda, em metros quadrados;

f_{t0} é a resistência à tração paralela às fibras, em megapascals.

O valor característico da resistência da emenda dentada e biselada à tração paralela às fibras $f_{gt,0,k}$ deve ser determinado pelo estimador dado em B.3.

B.20.3 Amostra

A amostra deve ser representativa da madeira das emendas dentadas e biseladas da madeira laminada colada.

O corpo-de-prova deve ser alongado com trecho central de seção transversal uniforme de área $A_{gt,0}$ e comprimento não menor que $8\sqrt{A_{gt,0}}$, com extremidades mais resistentes que o trecho central e com concordâncias que garantam a ruptura no trecho central.

Para se determinar a resistência das emendas dentadas e biseladas da madeira laminada colada, devem ser utilizados corpos-de-prova do tipo indicado na figura B.34.

B.20.4 Procedimento

Para a determinação da resistência das emendas dentadas e biseladas, as medidas do comprimento e do diâmetro do trecho central dos corpos-de-prova devem ser feitas com exatidão de 0,1 mm.

Para o ajuste do corpo-de-prova na máquina de ensaios mecânicos deve-se utilizar uma rótula entre o atuador e o corpo-de-prova.

O carregamento deve ser monotônico crescente, correspondente a uma taxa de 10 MPa/min.

B.20.5 Apresentação dos resultados

Os resultados das resistências das emendas dentadas e biseladas à tração paralela às fibras devem ser analisados e apresentados em valores característicos. Estes valores devem ser apresentados em relatório técnico especificado em B.4.

Dimensões em centímetros

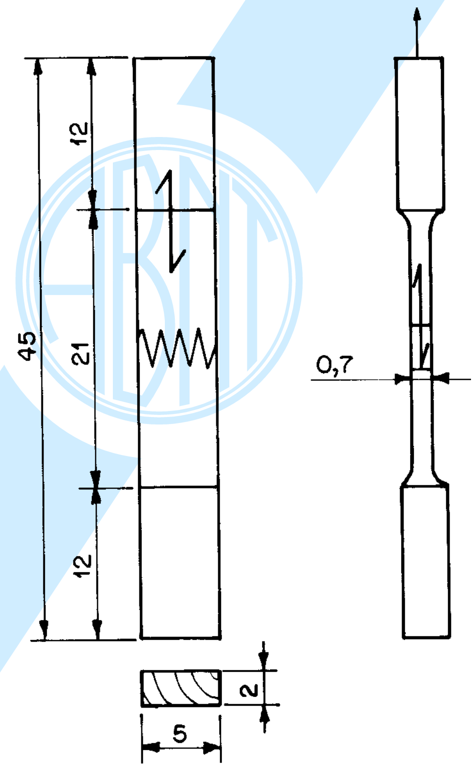


Figura B.34 - Corpos-de-prova para ensaios de resistência das emendas dentadas e biseladas à tração paralela às fibras

/ANEXO C

Anexo C (normativo)
Determinação de resistências das ligações mecânicas das estruturas de madeira

C.1 Generalidades

Este anexo contém os métodos de ensaio para a determinação direta de resistências das ligações mecânicas especificadas na seção 8. Estão consideradas neste anexo as ligações por pinos metálicos, cavilhas, anéis metálicos e chapas com dentes estampados.

C.2 Amostragem

Para a caracterização mínima da resistência de uma ligação, cada amostra deve ter pelo menos seis corpos-de-prova.

Para a caracterização simplificada da resistência de uma ligação, cada amostra deve ter pelo menos dois corpos-de-prova.

A madeira para fabricação dos corpos-de-prova deve ser extraída aleatoriamente do lote a ser investigado, devendo ser representativa da totalidade do mesmo. Os corpos-de-prova devem ser isentos de defeitos fabricados com madeira da mesma peça. A madeira deve ser extraída de regiões afastadas das extremidades das peças de pelo menos cinco vezes a menor dimensão de sua seção transversal, mas nunca menos de 30 cm (ver figura C.1).

Os elementos de ligação devem ser isentos de defeitos e tomados aleatoriamente do lote a ser investigado. Não se permite a utilização de corpos-de-prova com elementos de ligação provenientes de diferentes fornecedores.

C.3 Valores característicos

O valor característico da resistência das ligações deve ser estimado pela expressão

$$x_{wk} = \left(2\,\frac{x_1 + x_2 + \ldots + x_{\frac{n}{2}-1}}{\frac{n}{2} - 1} - x_{\frac{n}{2}} \right) 1{,}1$$

onde os resultados devem ser colocados em ordem crescente $x_1 \le x_2 \le \ldots \le x_n$, desprezando-se o valor mais alto se o número de corpos-de-prova for ímpar, não se tomando para x_{wk} valor inferior a x_1, nem a 0,7 do valor médio (x_m).

C.4 Relatório

Os resultados dos ensaios devem ser apresentados em relatório técnico que deve conter:

a) referência a esta Norma;

b) descrição da amostra, fazendo referência às condições de armazenagem;

c) tipos de ligações, com indicações das dimensões;

d) valores característicos das resistências das ligações, com as respectivas descrições dos modos de ruptura, acompanhados de uma tabela com todos os valores individuais das resistências associados a seus respectivos teores de umidade no período de ensaio.

C.5 Ligações com pinos e cavilhas

C.5.1 Objetivo

Determinação das resistências das ligações com pinos ou com cavilhas nas direções paralela e normal às fibras.

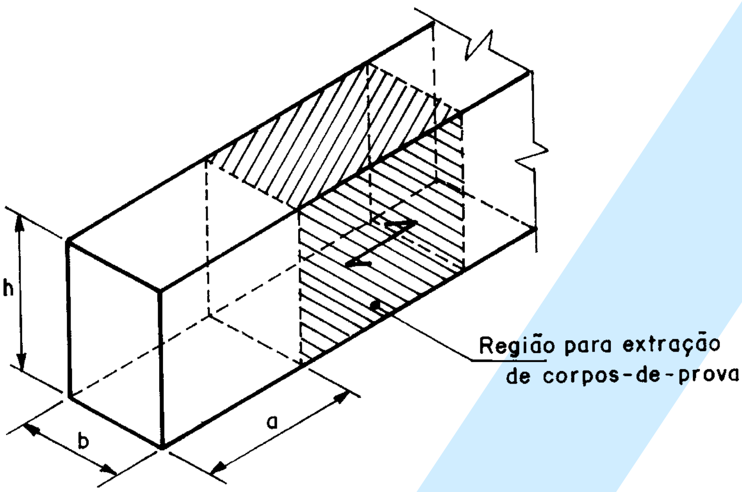
C.5.2 Definições

A resistência R de uma ligação é determinada convencionalmente pela força aplicada a um corpo-de-prova padronizado que provoca na ligação uma deformação específica residual de 2‰, como mostrado na figura C.2.

Para esta finalidade, a deformação específica residual da ligação é medida a partir da interseção com o eixo das deformações da reta secante, definida pelos valores (F_{71}; ε_{71}) e (F_{85}; ε_{85}) do diagrama força x deformação específica, mostrados na figura C.2 e determinados pelos pontos 71 e 85 do diagrama de carregamento da figura C.3. A partir desta interseção constrói-se a paralela afastada de 2‰ até sua interseção com o diagrama força x deformação específica da ligação. A força correspondente assim determinada é definida como a resistência R da ligação. Este procedimento está mostrado na figura C.2.

A deformação específica da ligação ε é definida pela razão entre o deslocamento relativo Δu e o comprimento da base de medida padronizada (L_0) mostrada na figura C.4, sendo dada por:

$$\varepsilon = \frac{\Delta u}{L_0}$$



$$a \geq \begin{cases} 5b \\ ou \\ 30\,cm \end{cases}$$

Figura C.1 - Esquema para extração da madeira para corpos-de-prova das ligações

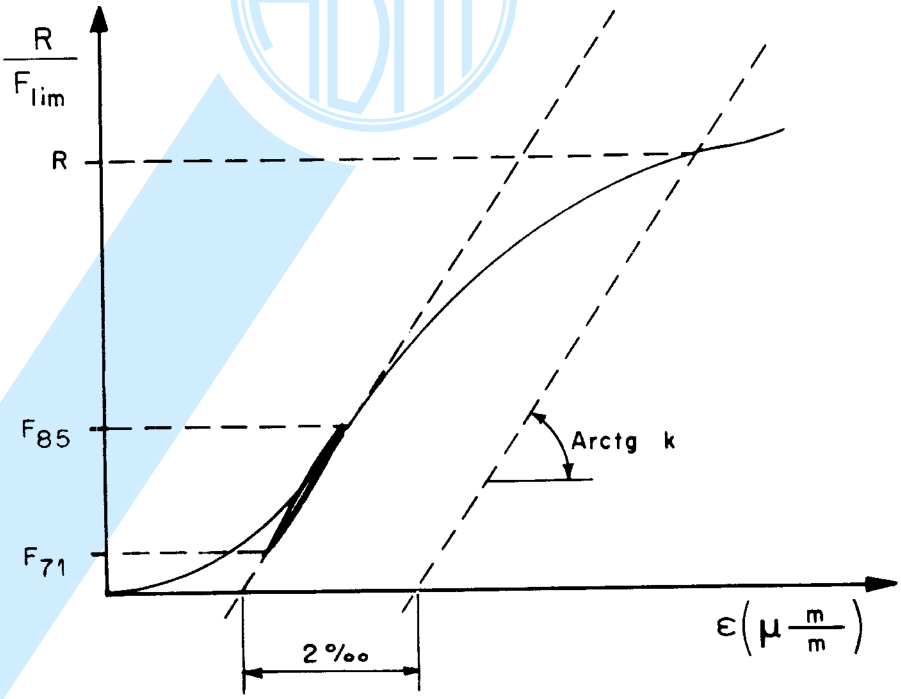


Figura C.2 - Diagrama força x deformação específica da ligação

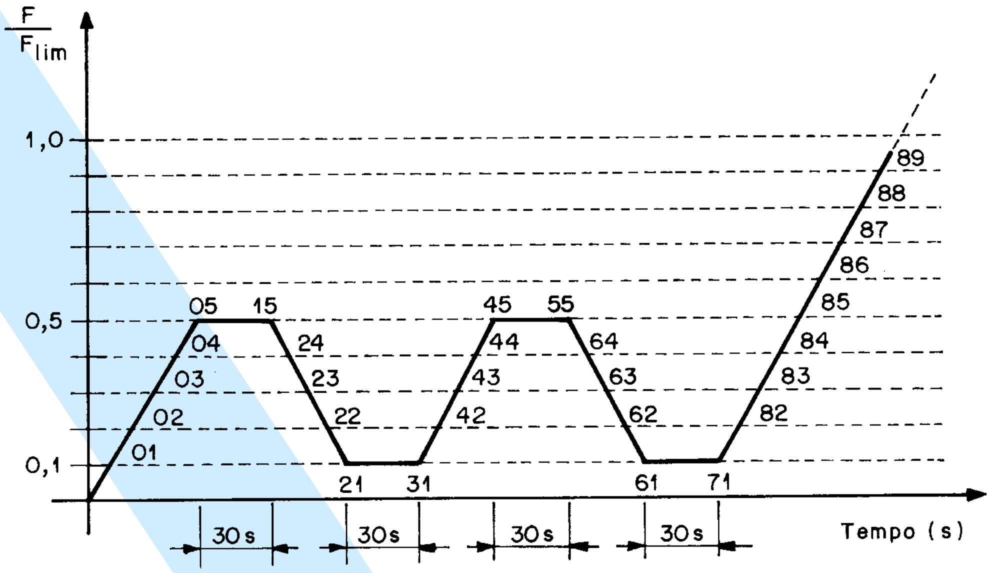
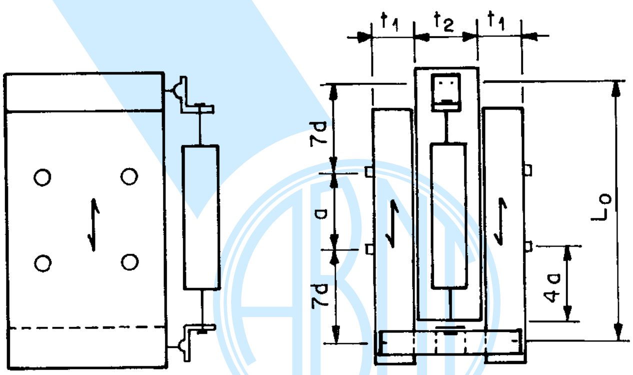
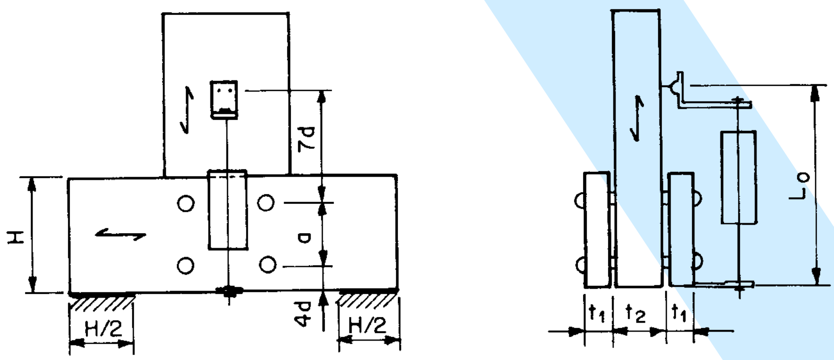


Figura C.3 - Diagrama de carregamento



a) Resistência na direção paralela às fibras



b) Resistência na direção normal às fibras

Figura C.4 - Corpos-de-prova para ensaios de ligações mecânicas

C.5.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração da madeira dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em C.2.

Os corpos-de-prova de ligações devem ser fabricados com peças de madeira isentas de defeitos.

Para fabricação de um corpo-de-prova, a madeira deve ser extraída de uma mesma peça do lote.

Os corpos-de-prova devem ser fabricados de preferência com madeiras com umidade entre 10% e 20%.

Os pinos metálicos podem ser pregos ou parafusos.

Os parafusos devem ser de aço estrutural, especificado pela NBR 8800, de preferência com diâmetros de 10 mm, 12,5 mm e 16 mm.

Os pregos devem ser de aço 1011-B e as dimensões devem estar de acordo com a NBR 6627.

Os pregos devem ser cravados na madeira com pré-furação feita por broca com diâmetro mínimo de acordo com as especificações desta Norma, sendo:

- coníferas: 0,85 d_{ef} ;

- dicotiledôneas: 0,98 d_{ef}.

onde:

d_{ef} é o diâmetro efetivo medido nos pinos a serem utilizados, em milímetros.

As cavilhas devem ser fabricadas com madeiras duras, da classe C60, ou com madeiras moles de $\rho_{ap} \leq 600$ kg/m^3 impregnadas com resinas que aumentem sua resistência. As cavilhas devem ser torneadas com diâmetros de 16 mm, 18 mm e 20 mm.

Os espaçamentos mínimos entre os eixos devem ser determinados de acordo com as especificações da seção 8.

O corpo-de-prova deve ser simétrico e representar o tipo de ligação a ser investigada. Como exemplo, apresentam-se na figura C.4 os corpos-de-prova a serem utilizados na determinação das resistências nas direções paralela e normal às fibras das ligações com quatro pinos metálicos.

Na fabricação dos corpos-de-prova devem ser evitados os engrenamentos devidos ao atrito entre as peças de madeira.

Na montagem do corpo-de-prova, a metade dos pinos ou cavilhas deve ser instalada a partir de uma de suas faces do corpo-de-prova e a outra metade a partir da face oposta.

Os comprimentos da base de medida são os seguintes:

- direção paralela às fibras: $L_0 = 2\ (7\ d) + n\ (a)$;

- direção normal às fibras: $L_0 = (7\ d) + (4\ d) + n\ (a)$.

onde:

L_0 é o comprimento da base de medida, em milímetros;

d é o diâmetro do pino, em milímetros;

n é o número de espaçamentos entre os pinos segundo a direção paralela ao esforço;

a é o espaçamento entre pinos, medido de eixo a eixo na direção paralela ao esforço, em milímetros.

Para ensaios em máquinas com leituras automáticas de deslocamentos o comprimento total do corpo-de-prova pode ser utilizado como base de medida para o cálculo da deformação específica da ligação. Para isso, o comprimento do corpo-de-prova deve ser determinado por L_0, escolhido para uma das situações a ser investigada.

C.5.4 Procedimento

Para a determinação da resistência das ligações, as medidas dos lados dos corpos-de-prova devem ser feitas com precisão de 0,1 mm.

O teor de umidade da madeira deve ser determinado pelo método especificado no anexo B.

A medida da deformação do corpo-de-prova deve ser feita com transdutores de deslocamentos com precisão de 0,01 mm, em bases de medida de L_0.

A base de medida pode ser determinada por instrumentação fixada diretamente ao corpo-de-prova ou considerada como o comprimento total do corpo-de-prova L_0.

Em ambos os casos, o valor de L_0 deve ser dado em função do tipo de resistência a ser investigado (paralela ou normal às fibras).

Para a determinação da resistência das ligações, o carregamento deve ser aplicado de acordo com o diagrama da figura C.3. Para isso, deve-se inicialmente determinar a carga limite da ligação pelo ensaio de um corpo-de-prova.

A determinação da carga limite deve ser feita por carregamentos e descarregamentos sucessivos do corpo-de-prova, até que seja alcançada uma deformação específica residual total de 5‰. Em cada ciclo o carregamento deve ser aumentado de forma a se obter um incremento de deslizamento de 0,1 mm e, em seguida, reduzido a 0,5 kN. O tempo de carregamento e descarregamento é de 30 s para cada ciclo. Este procedimento está mostrado no diagrama de carregamentos e descarregamentos sucessivos da figura C.5.

Todos os demais corpos-de-prova da amostra devem ser ensaiados de acordo com o carregamento estabelecido no diagrama da figura C.3. Se, para mais de dois corpos-de-prova, houver uma diferença de mais de 20% em relação à carga limite determinada no primeiro ensaio da amostra, carga limite deve ser ajustada pela realização de um novo ensaio de carregamentos e descarregamentos sucessivos de acordo com o diagrama da figura C.5.

Os registros das cargas e das deformações devem ser feitos para cada pico do diagrama de carregamento mostrado na figura C.5.

Para os ensaios com instrumentação fixada no corpo-de-prova, as deformações devem ser registradas para cada ponto do diagrama de carregamento mostrado na figura C.3, até 70% da carga limite, retirando-se em seguida a instrumentação e elevando o carregamento até a ruptura do corpo-de-prova.

Para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas devem ser utilizadas duas amostras, sendo uma com corpos-de-prova saturados e outra com corpos-de-prova com teor de umidade em equilíbrio com o ambiente (seco ao ar). A determinação do teor de umidade deve ser feita por meio dos procedimentos estabelecidos em B.5.

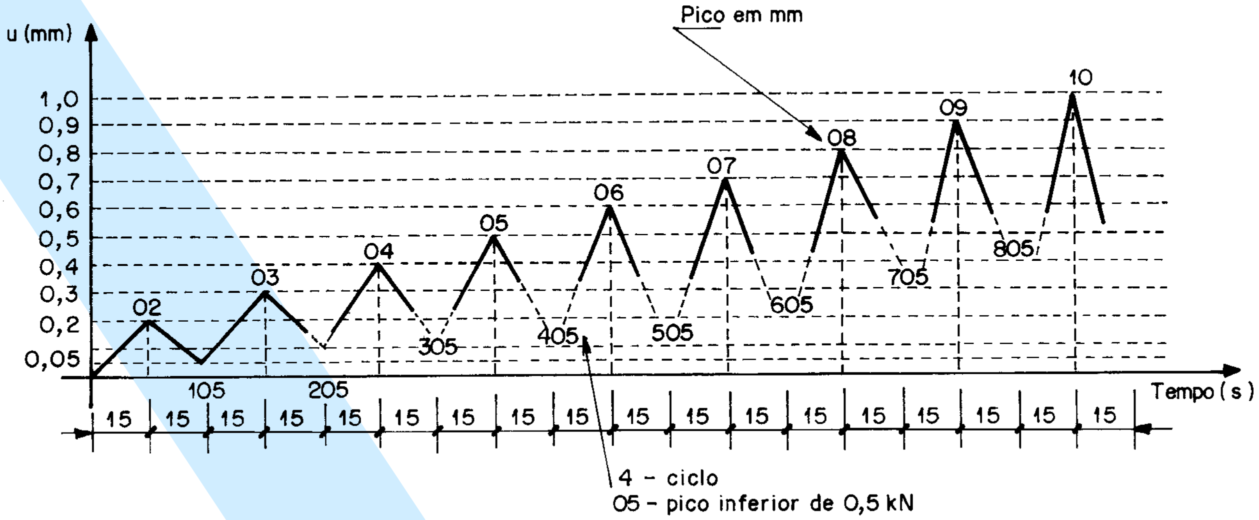


Figura C.5 - Diagrama de carregamentos e descarregamentos sucessivos para determinação da carga limite das ligações

C.5.5 Apresentação dos resultados

Os resultados dos ensaios devem ser apresentados com valores característicos das resistências referentes à umidade padrão de 12%. As correções devem ser feitas pela mesma equação dada na seção 6, sendo:

$$R_{12} = R_{U\%}\left[1 + \frac{3\left(U\% - 12\right)}{100}\right]$$

As resistências medidas em corpos-de-prova de madeira saturada devem ser corrigidas para a umidade padrão, considerando em 20% o teor de umidade no ensaio.

Os resultados das propriedades de resistência e de rigidez das ligações nas direções paralela e normal às fibras devem ser apresentados em relatório técnico, como especificado em C.4, acompanhados de uma tabela relacionando todos os valores individuais obtidos e os seus respectivos teores de umidade do corpo-de-prova.

C.6 Ligações com anéis metálicos

C.6.1 Objetivo

Determinação das resistências das ligações com anéis metálicos nas direções paralela e normal às fibras.

C.6.2 Definições

A resistência das ligações com anéis metálicos R é definida pela carga de ruptura por cisalhamento da madeira, não se tomando valor maior que a carga aplicada ao corpo-de-prova para uma deformação específica residual da ligação de 2‰, medida em uma base de referência padronizada, como mostrado no diagrama da figura C.6.

Para esta finalidade a deformação específica residual da ligação é medida a partir da intersecção da reta secante, definida pelos pontos (F_{71}; ε_{71}) e (F_{85}; ε_{85}) do diagrama força x deformação específica, representados pelos pontos 71 e 85 do diagrama de carregamento da figura C.7, com o eixo das deformações. A partir desta interseção constrói-se uma reta paralela afastada de 2‰ até a interseção do diagrama força x deformação específica da ligação. A força correspondente é definida como a resistência da ligação R. Este procedimento está mostrado na figura C.7.

Os anéis metálicos são classificados em função de seus diâmetros externos d_e, sendo:

- anel com d_e = 64 mm: anel 64;

- anel com d_e = 102 mm: anel 102.

C.6.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração da madeira dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em C.2.

Os corpos-de-prova da ligação devem ser fabricados com peças de madeira isentas de defeitos.

Para fabricação de um corpo-de-prova a madeira deve ser extraída de uma mesma peça do lote.

Os corpos-de-prova devem ser fabricados de preferência com madeiras com umidade entre 10% e 20%.

Os anéis utilizados nas ligações devem ser de aço galvanizado, fechados, com as características geométricas mostradas na tabela C.1 e na figura C.7. As propriedades de resistência e rigidez devem ser especificadas pela NBR 8800.

Na montagem do corpo-de-prova deve ser feita uma ranhura com profundidade suficiente para o encaixe da metade da altura do anel. A espessura da ranhura deve ser igual à do anel. A altura do anel deve ser igual ou menor que a espessura do cobrejunta.

Para ligações com anéis 64 as peças devem ser retiradas de vigas de 6 cm x 12 cm e para anéis 102 de vigas de 6 cm x 16 cm.

As peças de madeira devem ter superfícies planas e lisas.

No corpo-de-prova fabricado com anéis 64 deve ser utilizado um parafuso de 12 mm de diâmetro, montado em um furo passante no centro do anel, executado com folga de 2 mm. Este parafuso tem a finalidade apenas de fixar

transversalmente as peças da ligação e não deve contribuir na resistência da ligação (ver figuras C.9 e C.10). Da mesma forma, o corpo-de-prova com anéis 102 deve ser fabricado com parafuso de 19 mm de diâmetro, montado em um furo passante no centro do anel, executado com folga de 2 mm (ver figuras C.11 e C.12). Este parafuso deve ser apertado o suficiente para o ajuste das peças, mas sem causar o engrenamento entre as superfícies.

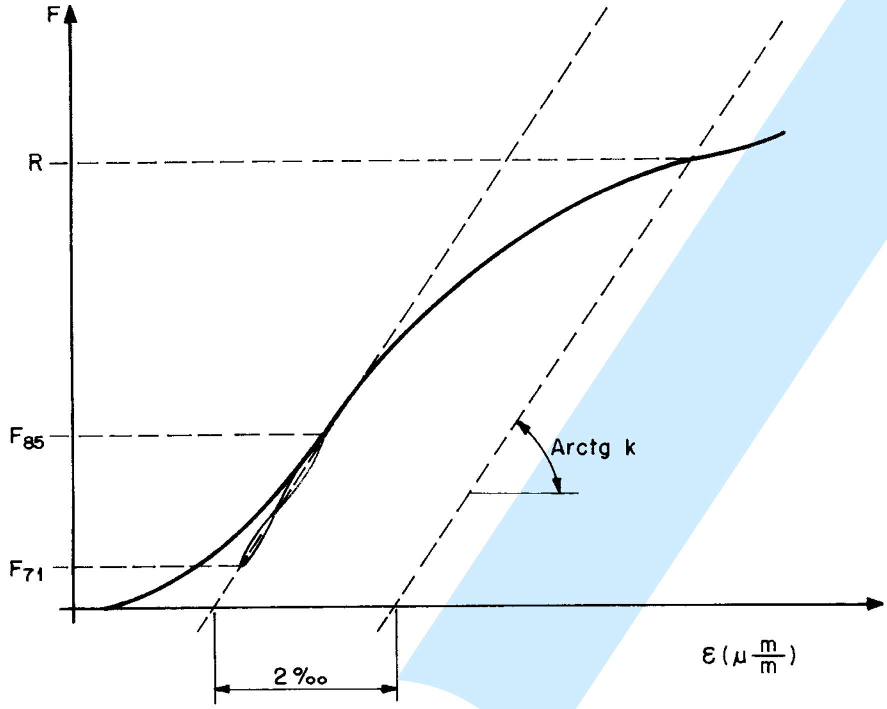


Figura C.6 - Diagrama força x deformação específica da ligação com anéis metálicos

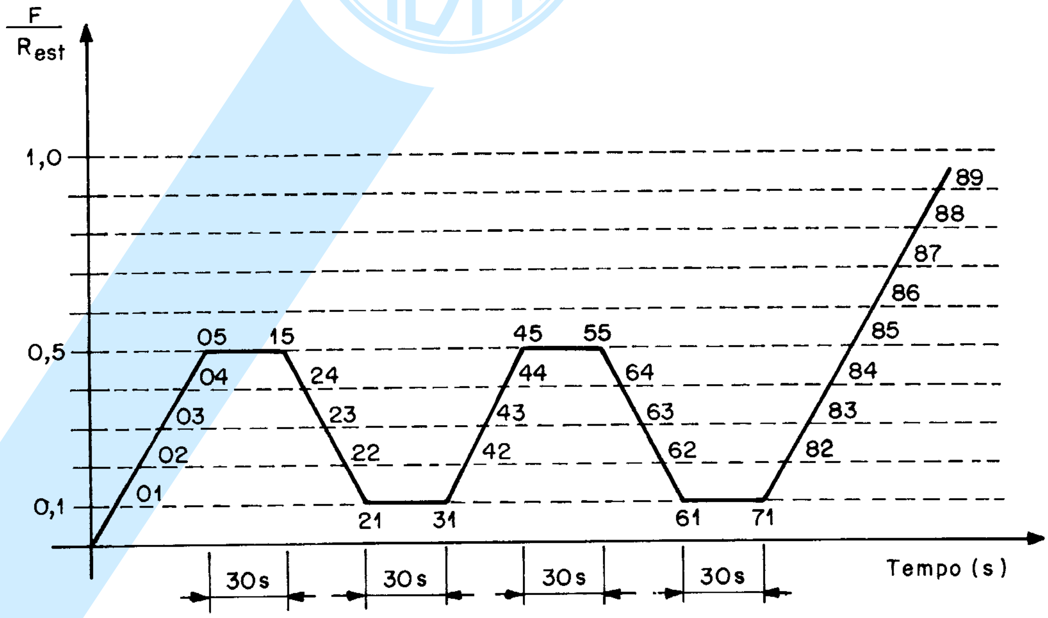


Figura C.7 - Diagrama de carregamento para ligações com anéis

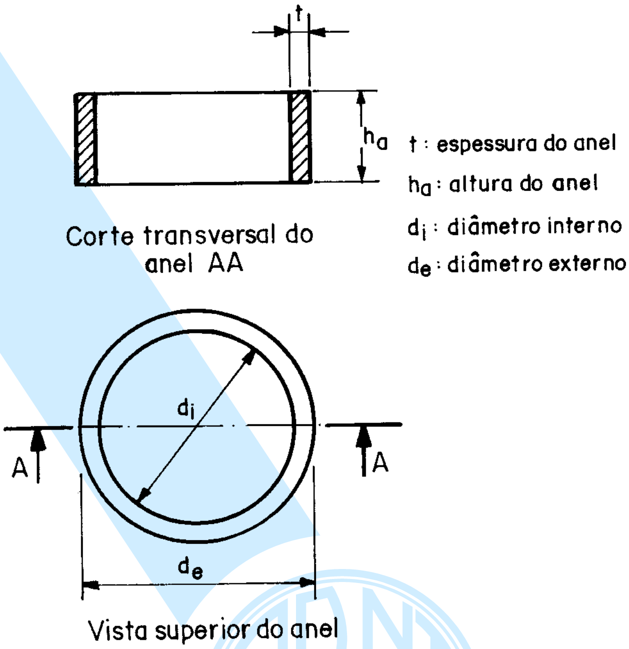


Figura C.8 - Anel metálico

Tabela C.1 - Características geométricas dos anéis conectores

Dimensões em milímetros

Anéis conectores	64 mm	102 mm
Dimensões do anel:		
- diâmetro interno	64,00	102,00
- espessura do anel	4,00	5,00
- altura do anel	25,00	25,00
Dimensões da ranhura:		
- diâmetro interno	64,00	102,00
- espessura	4,50	5,25
- profundidade	12,50	12,50
Diâmetro do furo para o parafuso de montagem	14,00	21,00

Dimensões em milímetros

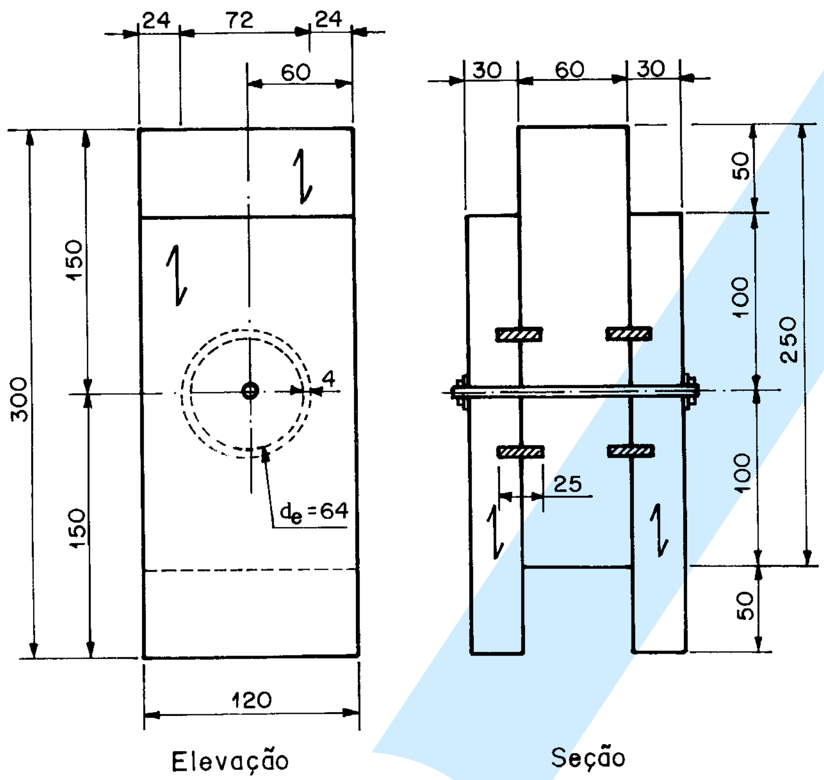


Figura C.9 - Corpo-de-prova para resistência paralela às fibras com anéis com d_e = 64 mm

Dimensões em milímetros

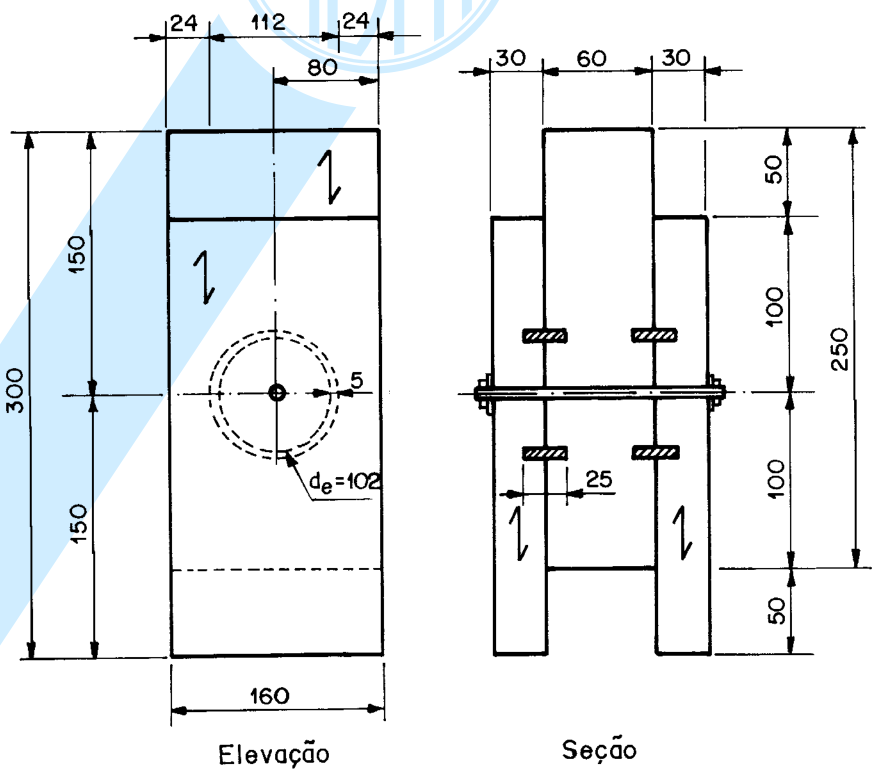


Figura C.10 - Corpo-de-prova para resistência paralela às fibras com anéis de d_e = 102 mm

Dimensões em milímetros

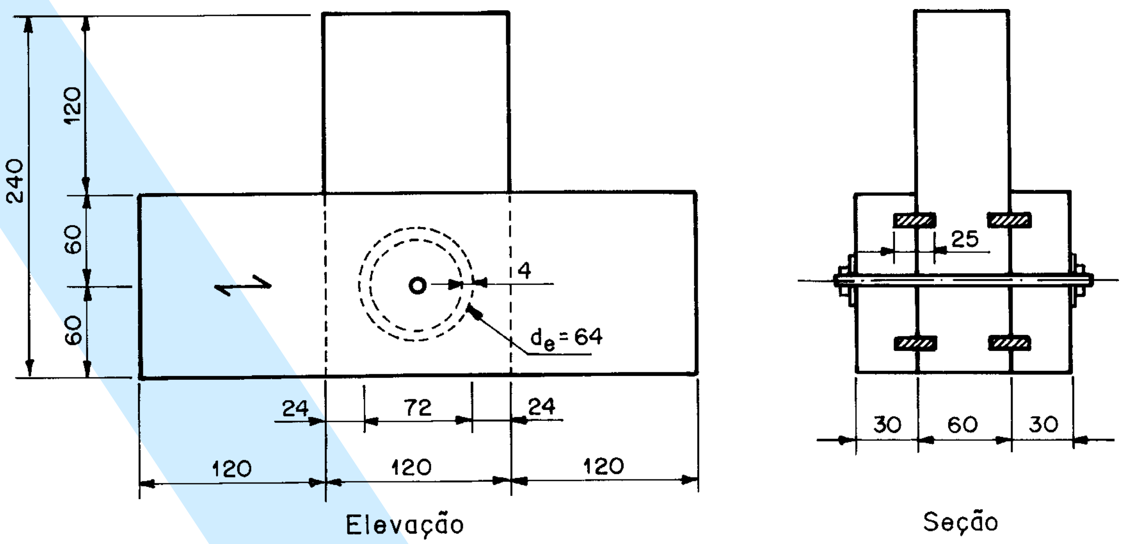


Figura C.11 - Corpo-de-prova para resistência normal às fibras com $d_e = 64$ mm

Dimensões em milímetros

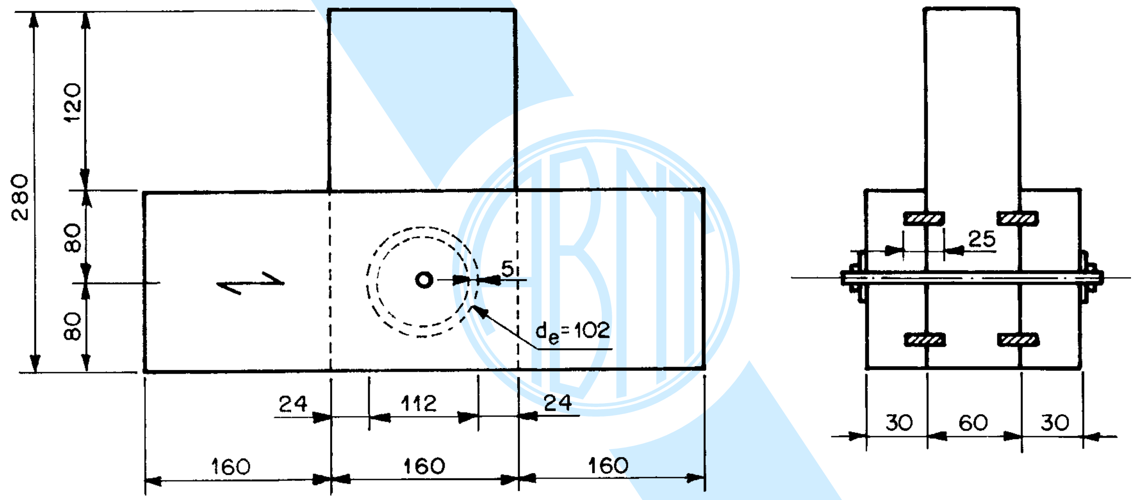


Figura C.12 - Corpo-de-prova para resistência normal às fibras com $d_e = 102$ mm

C.6.4 Procedimento

Para a determinação da resistência das ligações, as medidas dos lados dos corpos-de-prova devem ser feitas com exatidão de 0,1 mm.

O teor de umidade da madeira deve ser determinado pelo método especificado no anexo B.

A medida da deformação do corpo-de-prova deve ser feita com transdutores de deslocamentos com precisão de 0,01 mm, em bases de medida de L_0, sendo:

- base de medida para direção paralela às fibras: 3 d_e;

- base de medida para direção normal às fibras: 2 d_e.

A base de medida pode ser fixada diretamente ao corpo-de-prova ou considerada como o comprimento total do corpo-de-prova L_0.

Em ambos os casos, o valor de L_0 deve ser dado em função do tipo de resistência a ser investigado (paralela ou normal às fibras).

Para a determinação da resistência das ligações, o carregamento deve ser aplicado de acordo com o diagrama da figura C.7. Para isso, deve-se inicialmente estimar a resistência da ligação R_{est}.

A resistência estimada R_{est} deve ser tomada como a carga máxima de ensaio, considerando que as ligações com anéis têm comportamento elastofrágil.

Todos os demais corpos-de-prova da amostra devem ser ensaiados com carregamentos estabelecidos no diagrama da figura C.7. Se houver uma diferença de mais de 20% em relação à resistência estimada R_{est}, determinada no primeiro ensaio da amostra, para mais de dois corpos-de-prova, a resistência deve ser ajustada pela realização de um novo ensaio de resistência.

Para o ensaio na direção normal às fibras o corpo-de-prova deve ser apoiado pelas cobrejuntas em dois apoios articulados móveis. A distância entre os eixos dos apoios deve ser igual à metade da altura das cobrejuntas.

O carregamento deve ser aplicado na peça central da ligação, formando um ângulo de 90° em relação às fibras da madeira das cobrejuntas.

Os registros das cargas e das deformações devem ser feitos para cada ponto do diagrama de carregamento mostrado na figura C.5.

Para os ensaios com instrumentação fixada no corpo-de-prova, as deformações devem ser registradas para cada ponto do diagrama de carregamento mostrado na figura C.3, até 70% da carga estimada. Em seguida deve-se retirar a instrumentação e aumentar o carregamento até a ruptura do corpo-de-prova.

Para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas devem ser utilizadas duas amostras, uma com corpos-de-prova saturados e outra com corpos-de-prova com teor de umidade em equilíbrio com o ambiente (seco ao ar).

C.6.5 Apresentação dos resultados

Os resultados dos ensaios devem ser apresentados pelos valores característicos das resistências referentes à umidade padrão de 12%. As correções devem ser feitas pela mesma equação dada na seção 6, dada por:

$$R_{12} = R_{U\%}\left[1 + \frac{3\left(U\% - 12\right)}{100}\right]$$

As resistências medidas em corpos-de-prova de madeira saturada devem ser corrigidas para a umidade padrão, considerando em 20% o teor de umidade no ensaio.

Os resultados das propriedades de resistência e de rigidez das ligações, nas direções paralela e normal às fibras, devem ser apresentados, em relatório técnico, conforme o especificado em C.4, acompanhados de uma tabela relacionando todos os valores individuais e seus respectivos teores de umidade.

C.7 Ligações por chapas com dentes estampados

C.7.1 Objetivo

Determinação das resistências das ligações por chapas metálicas com dentes estampados.

C.7.2 Definições

A resistência das ligações por chapas metálicas com dentes estampados é definida pelo escoamento da chapa metálica ou pelo início de arrancamento da chapa metálica, ou por qualquer fenômeno de ruptura da madeira, não se tomando valor maior que a carga aplicada ao corpo-de-prova, para uma deformação específica residual da ligação de 2‰, medida em uma base de referência padronizada, igual ao comprimento da chapa metálica na direção do esforço aplicado, como mostrado no diagrama da figura C.13.

Para esta finalidade a deformação específica residual da ligação é medida a partir da intersecção da reta secante, definida pelos pontos (F_{71}; ε_{71}) e (F_{85}; ε_{85}) do diagrama força deformação específica, representados pelos pontos 71 e 85 do diagrama de carregamento da figura C.14, com o eixo das deformações. A partir desta intersecção constrói-se uma reta paralela afastada de 2‰ até a interseção do diagrama força x deformação específica da ligação. A força correspondente é definida como a resistência da ligação R. Este procedimento está mostrado na figura C.13.

As resistências básicas seguintes devem ser determinadas em relação às duas direções preferenciais da chapa metálica, como indicadas na figura C.15.

a) resistência de ancoragem na direção de $\alpha = 0°$ e $\beta = 0°$, $R_{a,0,0} = \frac{F_x}{L_x L_y}$, em newtons por metro;

b) resistência de ancoragem na direção de $\alpha = 90°$ e $\beta = 90°$, $R_{a,90,90} = \frac{F_y}{L_x L_y}$, em newtons por metro;

c) resistência ao escoamento da chapa por unidade de espessura, determinado pelo ensaio de tração, na direção de $\alpha = 0°$, $R_{t,0} = \frac{F_x}{L_y}$, em newtons por metro;

d) resistência ao escoamento da chapa por unidade de espessura, determinado pelo ensaio de tração, na direção de $\alpha = 90°$, $R_{t,90} = \frac{F_y}{L_x}$, em newtons por metro;

e) resistência ao escoamento da chapa por unidade de espessura, determinado no ensaio de compressão, na direção de $\alpha = 0°$, $R_{c,0} = \frac{F_x}{L_y}$, em newtons por metro;

f) resistência ao escoamento da chapa por unidade de espessura, determinado no ensaio de compressão, na direção de $\alpha = 90°$, $R_{c,90} = \frac{F_y}{L_x}$, em newtons por metro;

g) resistência ao cisalhamento da chapa por unidade de espessura, na direção de $\alpha = 0°$, $R_{v,0} = \frac{F_x}{L_x}$, em newtons por metro;

h) resistência ao cisalhamento da chapa por unidade de espessura, na direção de $\alpha = 90°$, $R_{v,90} = \frac{F_y}{L_y}$, em newtons por metro.

Para a determinação das propriedades básicas recomendam-se os arranjos mostrados nas figuras C.16, C.17 e C.18.

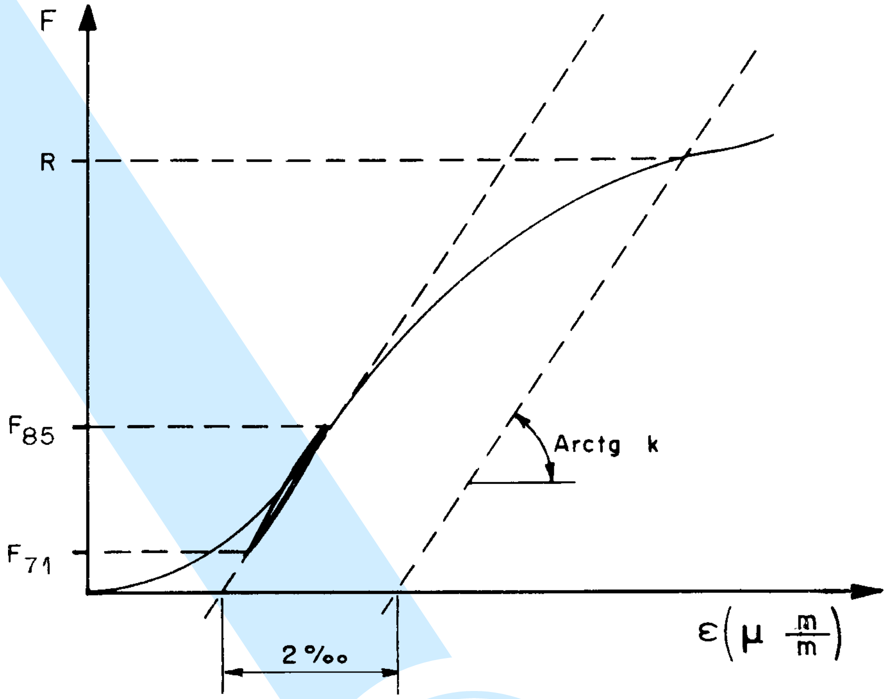


Figura C.13 - Diagrama força x deformação específica da ligação por chapas com dentes estampados

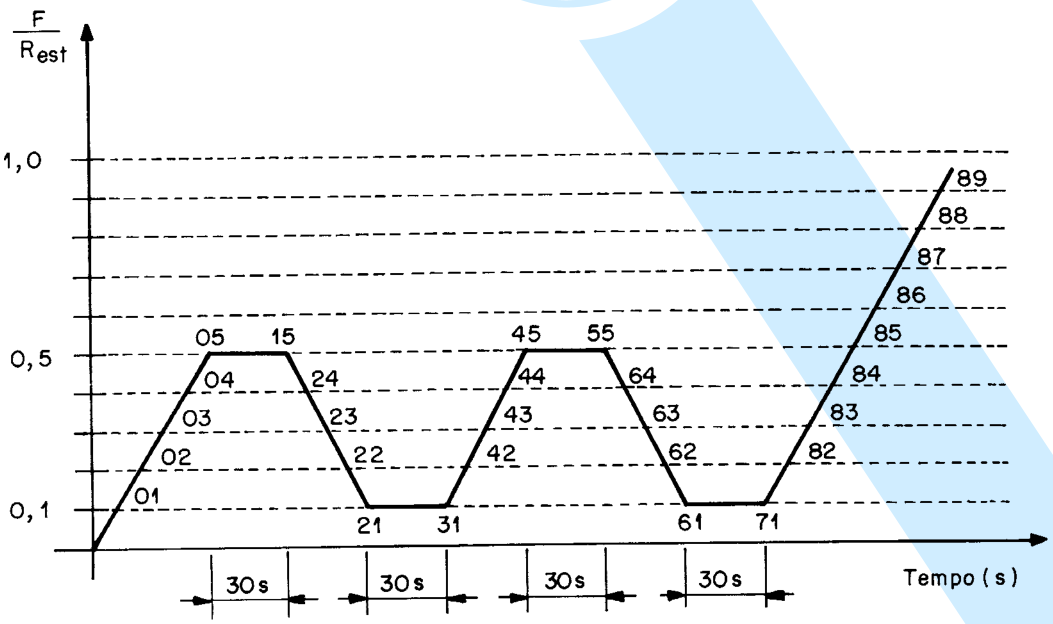


Figura C.14 - Diagrama de carregamento para ligações por chapas com dentes estampados

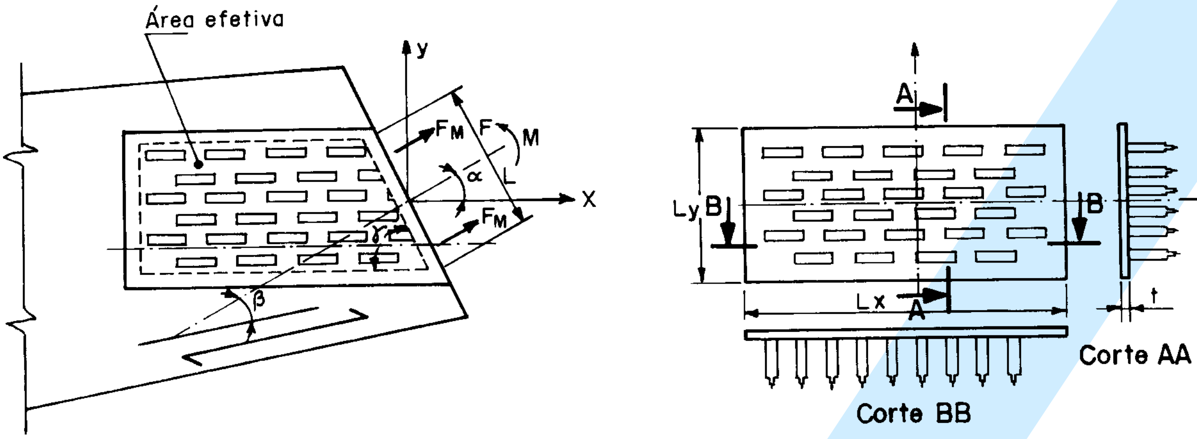


Figura C.15 - Características da chapa com dentes estampados

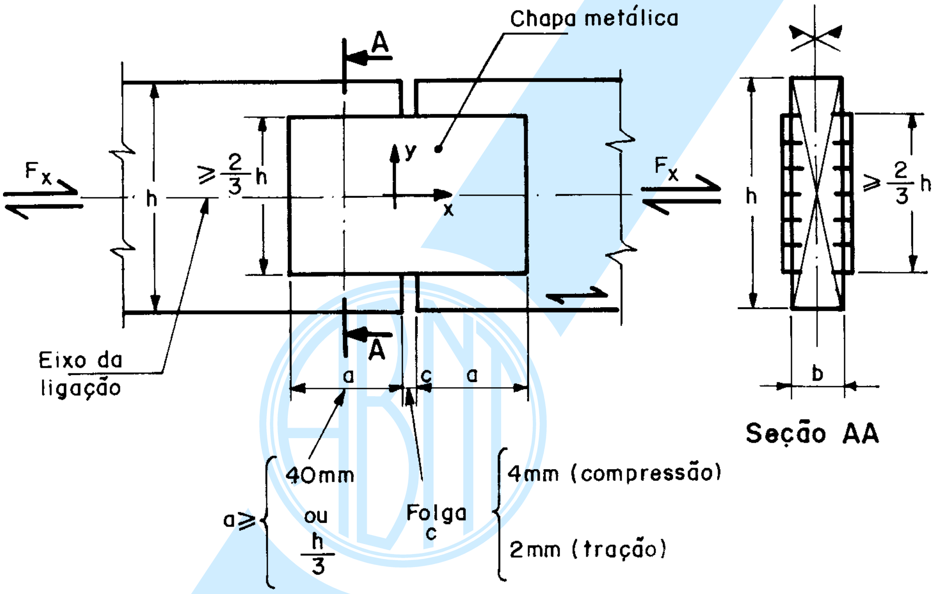


Figura C.16 - Arranjo básico da ligação para determinação das resistências na direção α = 0° e β = 0°, submetidas à tração ou compressão

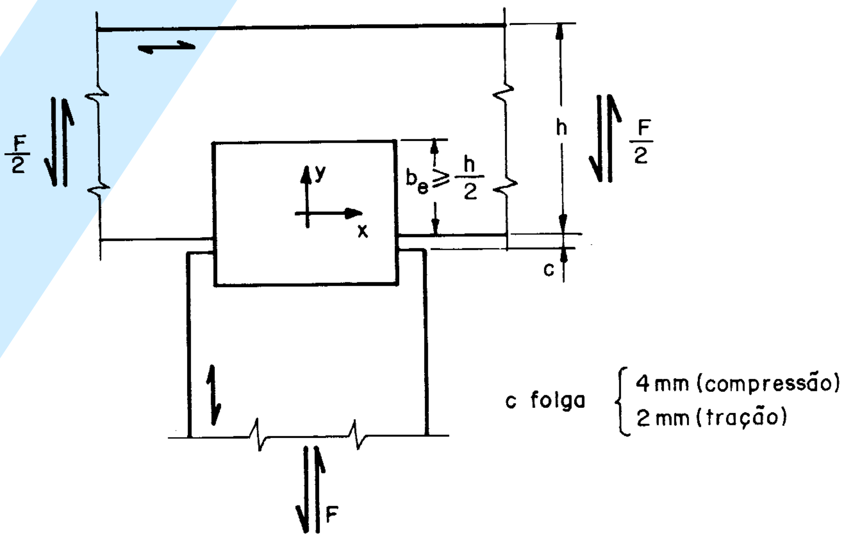


Figura C.17 - Arranjo básico da ligação para determinação das resistências na direção α = 90° e β = 90°, submetidas à tração ou compressão

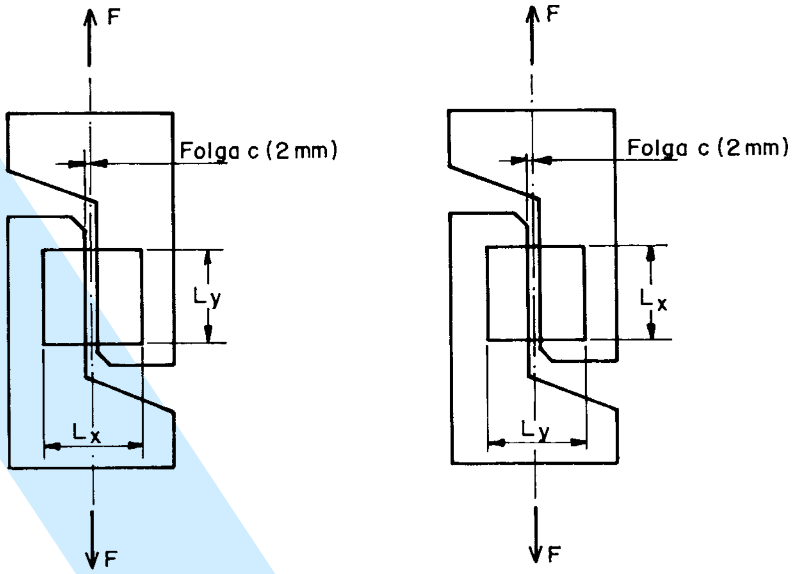


Figura C.18 - Arranjo básico da ligação para determinação das resistências ao cisalhamento nas direções $\alpha = 0°$ e $\alpha = 90°$

C.7.3 Amostra

O tamanho da amostra e os critérios de extração da madeira dos corpos-de-prova devem ser os mesmos estabelecidos em C.2.

Os corpos-de-prova da ligação devem ser fabricados com madeira isenta de defeitos, com dimensões e formas iguais às das peças estruturais por eles representados, esquematizadas na figura C.15.

Para fabricação de um corpo-de-prova a madeira deve ser extraída de uma mesma peça do lote.

Os corpos-de-prova devem ser fabricados de preferência com madeiras com umidade entre 10% e 20%.

Os conectores devem ser selecionados de um lote de produção normal, devendo ser representativos de máquinas e tempos diferentes de produção.

Representam-se na figura C.15 as principais características geométricas dos conectores do tipo chapa com dentes estampados.

C.7.4 Procedimento

Para a determinação da resistência das ligações as medidas dos lados dos corpos-de-prova devem ser feitas com exatidão de 0,1 mm.

O teor de umidade da madeira deve ser determinado pelo método especificado no anexo B.

A medida da deformação do corpo-de-prova deve ser feita com transdutores de deslocamentos com precisão de 0,01 mm, em bases de medida de L_0. O valor de L_0 corresponde ao comprimento da chapa metálica na direção do esforço aplicado.

Para a determinação da resistência das ligações o carregamento deve ser aplicado de acordo com o diagrama da figura C.14. Para isso, deve-se inicialmente estimar a resistência da ligação $R_{est.}$

A resistência estimada R_{est} deve ser tomada como a carga máxima de ensaio.

Todos os demais corpos-de-prova da amostra devem ser ensaiados com carregamentos estabelecidos no diagrama da figura C.14. Se houver uma diferença maior que 20% em relação à resistência estimada R_{est} determinada no primeiro ensaio da amostra, para mais de dois corpos-de-prova, a resistência deve ser ajustada pela realização de um novo ensaio de resistência.

Os registros das cargas e das deformações devem ser feitos para cada ponto do diagrama de carregamento mostrado na figura C.14.

Para os ensaios com instrumentação fixada no corpo-de-prova, as deformações devem ser registradas para cada ponto do diagrama de carregamento mostrado na figura C.14, até 70% da carga estimada. Em seguida deve-se retirar a instrumentação e elevar o carregamento até a ruptura do corpo-de-prova.

Para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas, devem ser utilizadas duas amostras, sendo uma com corpos-de-prova saturados e outra com corpos-de-prova com teor de umidade em equilíbrio com o ambiente (seco ao ar).

C.7.5 Apresentação dos resultados

Os resultados dos ensaios devem ser apresentados pelos valores característicos das resistências referentes à umi-

dade padrão de 12%. As correções devem ser feitas pela mesma equação dada na seção 6, sendo:

$$R_{12} = R_{U\%}\left[1 + \frac{3\left(U\% - 12\right)}{100}\right]$$

As resistências medidas em corpos-de-prova de madeira saturada devem ser corrigidas para a umidade padrão, considerando em 20% o teor de umidade no ensaio.

Os resultados das propriedades de resistência e de rigidez das ligações devem ser apresentados, em relatório técnico especificado em B.4, acompanhados de uma tabela relacionando todos os valores individuais e seus respectivos teores de umidade.

/ANEXO D

Anexo D (informativo)
Recomendações sobre a durabilidade das madeiras

D.1 Introdução

Recomenda-se que no projeto de estruturas de madeira seja considerada a durabilidade do material, em virtude dos riscos de deterioração biológica.

O risco de deterioração depende do teor de umidade da madeira e da duração do período de umidificação.

As classes de umidade da madeira especificadas nesta norma estão apresentadas também na tabela D.1.

As classes de duração dos períodos de umidificação são as mesmas especificadas nesta Norma para as ações e estão também apresentadas na tabela D.2.

D.2 Situações de risco de biodeterioração

No projeto de estruturas de madeira devem ser consideradas as seguintes situações de risco de biodeterioração:

a) situação 1: caracterizada pelas condições em que a madeira está inteiramente protegida das intempéries e não sujeita à reumidificação. Estão nesta situação as madeiras que pertencem às classes de umidade 1 a 3, especificadas pela tabela D.1, com duração permanente conforme a tabela D.2;

b) situação 2: caracterização pelas condições em que a madeira está inteiramente protegida das intempéries, mas sujeita à reumidificação ocasional. Estão nesta situação as madeiras pertencentes às classes de umidade 1 a 3 , especificadas pela tabela D.1, sujeitas à reumidificação de curta duração conforme a tabela D.2;

c) situação 3: caracterizada pelas condições em que a madeira não está protegida das intempéries, ou está protegida mas sujeita à reumidificação freqüente. Estão nesta situação as madeiras pertencentes à classe de umidade 4, definida pela tabela D.1, sujeitas à reumidificação de longa duração conforme a tabela D.2;

d) situação 4: caracterizada pelas condições em que a madeira está permanentemente em contato com o solo ou com água doce;

e) situação 5: caracterizada pelas condições em que a madeira está permanentemente em contato com água salgada.

Na tabela D.3 estão indicados os principais agentes biológicos de deterioração da madeira, em função das situações de risco.

Tabela D.1 - Classes de umidade

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente, U_{amb}	Umidade de equilíbrio da madeira, U_{eq}
1	$\leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$U_{amb} > 85\%$ durante longos períodos	$\geq 25\%$

Tabela D.2 - Classes de duração

Classe de carregamento	Ação variável principal da combinação	
	Duração acumulada	Ordem de grandeza da duração acumulada da ação característica
Permanente	Permanente	Vida útil da construção
Longa duração	Longa duração	Mais de seis meses
Média duração	Média duração	Uma semana a seis meses
Curta duração	Curta duração	Menos de uma semana
Duração instantânea	Duração instantânea	Muito curta

Tabela D.3 - Agentes biológicos em função das situações de risco de deterioração da madeira

Situação de risco	Agentes biológicos					
	Fungos apodrecedores		Fungos manchadores e emboloradores	Insetos		Furadores marinhos
	Basidio micetos	Podridão mole	Azulão	Besouros	Cupins	
1	-	-	-	L	L	-
2	U	-	U	L	L	-
3	U	-	U	L	L	-
4	U	U	U	L	L	-
5	U	U	U	L	L	U
NOTA - U = presente; L = pontos localizados.						

D.3 Especificação de preservativos em função das situações de risco de biodeterioração

D.3.1 Métodos preventivos

A preservação da madeira pode ser feita pela aplicação dos seguintes recursos:

- pincelamento;
- aspersão;
- pulverização;
- imersão;
- banho quente-frio;
- substituição de seiva;
- autoclave.

D.3.2 Tipos de preservativos

Os quatro preservativos de ação prolongada responsáveis por cerca de 80% da madeira tratada no mundo são:

- creosoto;
- pentaclorofenol;
- CCA (Cromo - Cobre - Arsênio);
- CCB (Cromo - Cobre - Boro).

Os preservativos de ação temporária hidrossolúveis são:

- fungicidas;
- inseticidas.

D.3.3 Preservação mínima recomendada

Até a elaboração de norma específica a respeito da preservação da madeira, recomenda-se o seguinte.

Em virtude da grande variabilidade da incidência de agentes biológicos de deterioração da madeira, bem como pela existência de espécies com boa durabilidade natural, recomenda-se, na falta de outras informações, os seguintes procedimentos mínimos de preservação:

- dicotiledôneas: pincelamento;
- coníferas: impregnação em autoclave.

/ANEXO E

Anexo E (informativo)
Valores médios usuais de resistência e rigidez de algumas madeiras nativas e de florestamento

E.1 Introdução

Neste anexo estão apresentados os valores médios das propriedades de rigidez e resistência de algumas madeiras nativas e de florestamento.

E.2 Valores médios para U = 12%

Ver tabelas E.1, E.2 e E.3.

Tabela E.1 - Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento

Nome comum (dicotiledôneas)	Nome científico	$\rho_{ap\ (12\%)}$ [1)] kg/m³	f_{c0} [2)] MPa	f_{t0} [3)] MPa	f_{t90} [4)] MPa	f_v [5)] MPa	E_{c0} [6)] MPa	[7)] n
Angelim araroba	*Votaireopsis araroba*	688	50,5	69,2	3,1	7,1	12 876	15
Angelim ferro	*Hymenolobium spp*	1 170	79,5	117,8	3,7	11,8	20 827	20
Angelim pedra	*Hymenolobium petraeum*	694	59,8	75,5	3,5	8,8	12 912	39
Angelim pedra verdadeiro	*Dinizia excelsa*	1 170	76,7	104,9	4,8	11,3	16 694	12
Branquilho	*Termilalia spp*	803	48,1	87,9	3,2	9,8	13 481	10
Cafearana	*Andira spp*	677	59,1	79,7	3,0	5,9	14 098	11
Canafístula	*Cassia ferruginea*	871	52,0	84,9	6,2	11,1	14 613	12
Casca grossa	*Vochysia spp*	801	56,0	120,2	4,1	8,2	16 224	31
Castelo	*Gossypiospermum praecox*	759	54,8	99,5	7,5	12,8	11 105	12
Cedro amargo	*Cedrella odorata*	504	39,0	58,1	3,0	6,1	9 839	21
Cedro doce	*Cedrella spp*	500	31,5	71,4	3,0	5,6	8 058	10
Champagne	*Dipterys odorata*	1 090	93,2	133,5	2,9	10,7	23 002	12
Cupiúba	*Goupia glabra*	838	54,4	62,1	3,3	10,4	13 627	33
Catiúba	*Qualea paraensis*	1 221	83,8	86,2	3,3	11,1	19 426	13
E. Alba	*Eucalyptus alba*	705	47,3	69,4	4,6	9,5	13 409	24
E. Camaldulensis	*Eucalyptus camaldulensis*	899	48,0	78,1	4,6	9,0	13 286	18
E. Citriodora	*Eucalyptus citriodora*	999	62,0	123,6	3,9	10,7	18 421	68
E. Cloeziana	*Eucalyptus cloeziana*	822	51,8	90,8	4,0	10,5	13 963	21
E. Dunnii	*Eucalyptus dunnii*	690	48,9	139,2	6,9	9,8	18 029	15
E. Grandis	*Eucalyptus grandis*	640	40,3	70,2	2,6	7,0	12 813	103
E. Maculata	*Eucalyptus maculata*	931	63,5	115,6	4,1	10,6	18 099	53
E. Maidene	*Eucaliptus maidene*	924	48,3	83,7	4,8	10,3	14 431	10
E. Microcorys	*Eucalyptus microcorys*	929	54,9	118,6	4,5	10,3	16 782	31
E. Paniculata	*Eucalyptus paniculata*	1 087	72,7	147,4	4,7	12,4	19 881	29
E. Propinqua	*Eucalyptus propinqua*	952	51,6	89,1	4,7	9,7	15 561	63
E. Punctata	*Eucalyptus punctata*	948	78,5	125,6	6,0	12,9	19 360	70

[1)] $\rho_{ap(12\%)}$ é a massa específica aparente a 12% de umidade.

[2)] f_{c0} é a resistência à compressão paralela às fibras.

[3)] f_{t0} é a resistência à tração paralela às fibras.

[4)] f_{t90} é a resistência à tração normal às fibras.

[5)] f_v é a resistência ao cisalhamento.

[6)] E_{c0} é o módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras.

[7)] n é o número de corpos-de-prova ensaiados.

NOTAS

1 As propriedades de resistência e rigidez apresentadas neste anexo foram determinadas pelos ensaios realizados no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeiras (LaMEM) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) da Universidade de São Paulo.

2 Coeficiente de variação para resistências a solicitações normais: δ = 18%.

3 Coeficiente de variação para resistências a solicitações tangenciais: δ = 28%.

Tabela E.2 - Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento

Nome comum (dicotiledôneas)	Nome científico	$\rho_{ap\ (12\%)}$ [1] kg/m³	f_{c0} [2] MPa	f_{t0} [3] MPa	f_{t90} [4] MPa	f_v [5] MPa	E_{c0} [6] MPa	[7] n
E. Saligna	*Eucalyptus saligna*	731	46,8	95,5	4,0	8,2	14 933	67
E. Tereticornis	*Eucalyptus tereticornis*	899	57,7	115,9	4,6	9,7	17 198	29
E. Triantha	*Eucalyptus triantha*	755	53,9	100,9	2,7	9,2	14 617	08
E. Umbra	*Eucalyptus umbra*	889	42,7	90,4	3,0	9,4	14 577	08
E. Urophylla	*Eucalyptus urophylla*	739	46,0	85,1	4,1	8,3	13 166	86
Garapa Roraima	*Apuleia leiocarpa*	892	78,4	108,0	6,9	11,9	18 359	12
Guaiçara	*Luetzelburgia spp*	825	71,4	115,6	4,2	12,5	14 624	11
Guarucaia	*Peltophorum vogelianum*	919	62,4	70,9	5,5	15,5	17 212	13
Ipê	*Tabebuia serratifolia*	1 068	76,0	96,8	3,1	13,1	18 011	22
Jatobá	*Hymenaea spp*	1 074	93,3	157,5	3,2	15,7	23 607	20
Louro preto	*Ocotea spp*	684	56,5	111,9	3,3	9,0	14 185	24
Maçaranduba	*Manilkara spp*	1 143	82,9	138,5	5,4	14,9	22 733	12
Mandioqueira	*Qualea spp*	856	71,4	89,1	2,7	10,6	18 971	16
Oiticica amarela	*Clarisia racemosa*	756	69,9	82,5	3,9	10,6	14 719	12
Quarubarana	*Erisma uncinatum*	544	37,8	58,1	2,6	5,8	9 067	11
Sucupira	*Diplotropis spp*	1 106	95,2	123,4	3,4	11,8	21 724	12
Tatajuba	*Bagassa guianensis*	940	79,5	78,8	3,9	12,2	19 583	10

[1] $\rho_{ap(12\%)}$ é a massa específica aparente a 12% de umidade.

[2] f_{c0} é a resistência à compressão paralela às fibras.

[3] f_{t0} é a resistência à tração paralela às fibras.

[4] f_{t90} é a resistência à tração normal às fibras.

[5] f_v é a resistência ao cisalhamento.

[6] E_{c0} é o módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras.

[7] n é o número de corpos-de-prova ensaiados.

NOTAS

1 Coeficiente de variação para resistências a solicitações normais δ = 18%.

2 Coeficiente de variação para resistências a solicitações tangenciais δ = 28%.

Tabela E.3 - Valores médios de madeiras coníferas nativas e de florestamento

Nome comum (coníferas)	Nome científico	$\rho_{ap\ (12\%)}$ [1)] kg/m³	f_{c0} [2)] MPa	f_{t0} [3)] MPa	f_{t90} [4)] MPa	f_v [5)] MPa	E_{c0} [6)] MPa	n [7)]
Pinho do Paraná	*Araucaria angustifolia*	580	40,9	93,1	1,6	8,8	15 225	15
Pinus caribea	*Pinus caribea var. caribea*	579	35,4	64,8	3,2	7,8	8 431	28
Pinus bahamensis	*Pinus caribea var.bahamensis*	537	32,6	52,7	2,4	6,8	7 110	32
Pinus hondurensis	*Pinus caribea var.hondurensis*	535	42,3	50,3	2,6	7,8	9 868	99
Pinus elliottii	*Pinus elliottii var. elliottii*	560	40,4	66,0	2,5	7,4	11 889	21
Pinus oocarpa	*Pinus oocarpa shiede*	538	43,6	60,9	2,5	8,0	10 904	71
Pinus taeda	*Pinus taeda L.*	645	44,4	82,8	2,8	7,7	13 304	15

[1)] $\rho_{ap(12\%)}$ é a massa específica aparente a 12% de umidade.

[2)] f_{c0} é a resistência à compressão paralela às fibras.

[3)] f_{t0} é a resistência à tração paralela às fibras.

[4)] f_{t90} é a resistência à tração normal às fibras.

[5)] f_v é a resistência ao cisalhamento.

[6)] E_{c0} é o módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras.

[7)] n é o número de corpos-de-prova ensaiados.

NOTAS

1 Coeficiente de variação para resistências a solicitações normais δ = 18%.

2 Coeficiente de variação para resistências a solicitações tangenciais δ = 28%.

/ANEXO F

Anexo F (informativo)
Esclarecimentos sobre a calibração desta Norma

F.1 Introdução

A revisão de uma norma de projeto estrutural que envolva a mudança do modelo de segurança a empregar deve ser feita com a precaução de que a nova versão possa ser facilmente aceita pelo meio técnico nela interessado.

A nova versão desta Norma traz uma profunda mudança em seu modelo de segurança. Do método determinista de tensões admissíveis passou-se ao método probabilista de estados limites.

Para que a mudança possa ser mais facilmente assimilada pelo meio técnico nacional, esta Norma foi calibrada para que de início conduza aos mesmos resultados que a versão anterior.

Neste sentido, na mudança do modelo de segurança do método determinista de tensões admissíveis para o método probabilista de estados limites, o ponto básico de ligação consistiu em fazer com que as tensões atuantes decorrentes das ações características sejam iguais às tensões admissíveis anteriormente adotadas.

Esta idéia é fruto do esclarecimento das origens dos valores das tensões admissíveis adotadas em um dos regulamentos, e dos valores característicos das ações estipuladas pelas normas que cuidam desse problema e que são empregadas juntamente com o outro regulamento.

F.2 Condição para a mudança racional do modelo de segurança

A NBR 7190:1982 passou por uma profunda reformulação.

A NBR 7190:1982 constituía-se em uma norma determinista de tensões admissíveis. A nova versão é uma norma probabilista de estados limites.

Para que a nova versão contribua para o desenvolvimento da técnica de projetar estruturas de madeira, ela não pode produzir um impacto negativo sobre os profissionais nela interessados.

Como a avaliação da segurança das estruturas é um tema extraordinariamente complexo e, por isso mesmo, sujeito a decisões de natureza empírica, ao se mudar tão radicalmente uma norma de projeto é de boa técnica de normalização que, em um primeiro instante, a nova norma produza praticamente os mesmos resultados que a versão antiga.

Com esta precaução, as alterações de critérios de projeto que a nova norma vai acarretar poderão ser mais facilmente aceitas pelos seus usuários.

As vantagens da formulação probabilista de estados limites sobre a formulação determinista de tensões admissíveis são inúmeras. A principal delas é a possibilidade de discriminar e quantificar a influência de cada uma das variáveis básicas sobre a segurança das estruturas, coisa impossível de ser feita com o método das tensões admissíveis.

Uma vez implantada a nova norma, aí então, cautelosamente, poderão ser discutidos e adequados cada um dos parâmetros que compõem a segurança global da estrutura, em função dos resultados da aplicação dessa nova versão do regulamento normalizador.

Este trabalho mostra detalhadamente como foi feita esta calibração, apontando os caminhos que podem ser seguidos para a futura otimização de seu modelo de segurança.

F.3 Conceitos básicos dos modelos de segurança

O modelo de segurança do método probabilista de estados limites consiste em se impor que os estados limites últimos somente possam ser atingidos quando, na seção da peça em que atuam as solicitações de cálculo, as resistências também têm seus valores iguais às resistências de cálculo. As solicitações de cálculo são usualmente valores majorados e as resistências de cálculo valores minorados.

De modo geral, admite-se que as resistências dos materiais tenham distribuições normais. O valor representativo básico adotado é a chamada resistência característica inferior, correspondente ao quantil de 5% da distribuição de resistências.

Desse modo, a resistência característica f_k vale

$$f_k = f_m (1 - 1{,}645\ \delta)$$

Onde f_m é a resistência média e δ é o coeficiente de variação das resistências.

A experiência na investigação experimental de materiais estruturais mostra que em lotes homogêneos o coeficiente de variação δ dificilmente atinge 15%.

No caso das madeiras, quando não se conhecem valores experimentais efetivos, a favor da segurança, admite-se o valor extremo δ = 18%, resultando o valor pessimista de resistência

$$f_k = f_m (1 - 1{,}645 \times 0{,}18) = 0{,}70\, f_m$$

Em sua forma básica, criada tendo em vista as estruturas de concreto armado, a resistência de cálculo foi definida pela expressão

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

sendo o coeficiente de minoração das resistências do material imaginado como constituído pelo produto de três outros coeficientes parciais, tal que

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$$

onde γ_{m1} leva em conta a verdadeira variabilidade da resistência dentro de lotes homogêneos, γ_{m2} leva em conta as diferenças entre o material da estrutura e o material

do corpo-de-prova de controle, e γ_{m3} leva em conta outras causas de diminuição da resistência, tais como os defeitos localizados e imprecisões das hipóteses de cálculo dos métodos de avaliação da resistência das peças estruturais.

Todavia, o modelo de segurança ainda não está completo, pois há fenômenos não considerados por ele.

Assim, para o concreto, nos estados limites últimos decorrentes da ruptura do concreto, adota-se o valor último à compressão

$$\sigma_{ccu} = 0{,}85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Este valor de 0,85 é um coeficiente de modificação k_{mod}. Esta notação ainda não é empregada para o concreto estrutural.

O estudo da gênese deste valor mostra que para o concreto ele é fruto do produto de outros três coeficientes parciais de modificação, sendo

$$k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3}$$

onde $k_{mod,1}$ considera a variação da resistência do material com o tempo após a realização do ensaio padrão de controle de qualidade, $k_{mod,2}$ leva em conta o fato dos resultados dos ensaios de corpos-de-prova de controle necessitarem de correção para representar o material da estrutura e $k_{mod,3}$ considera a diminuição da resistência em virtude das cargas de longa duração.

Neste caso, têm-se os valores

$k_{mod,1} = 1{,}2$, $k_{mod,2} = 0{,}95$ e $k_{mod,3} = 0{,}75$,

resultando então $k_{mod} = 1{,}2 \times 0{,}95 \times 0{,}75 = 0{,}85$

Com esta concepção, a resistência de cálculo de qualquer material, inclusive do concreto e da madeira, pode ser dada pela expressão geral

$$f_d = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod.3} \frac{f_k}{\gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}}$$

isto é

$$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_m}$$

Para completar o esquema básico de segurança do método de estados limites, é preciso entender o significado dos valores característicos das ações prescritas pelas diferentes normas que cuidam dos diversos tipos de construção.

Ao se organizar o método probabilista de estados limites, pensou-se em atribuir às ações características o quantil de 95% da respectiva distribuição de valores.

Haveria então uma simetria. As resistências características não seriam atingidas por apenas 5% do material e as ações características seriam ultrapassadas por apenas 5% de suas incidências.

Todavia este modelo não sobreviveu.

Apenas as ações permanentes, como os pesos próprios das construções, ainda são imaginados com distribuição normal e seus valores característicos correspondentes ao seu quantil de 95%.

É importante assinalar que este quantil de 95% das ações permanentes corresponde a uma variabilidade espacial, isto é, à variabilidade existente entre diferentes construções da mesma natureza, feitas portanto em locais diferentes.

As investigações realizadas na década de 80 mostraram que os valores usuais das ações prescritas pelos diferentes regulamentos normalizadores são sensivelmente menores que os quantis de 95% das respectivas distribuições de extremos.

Nesse instante vale o bom senso.

A adoção dos valores efetivos dos quantis de 95% das distribuições das ações variáveis como valores característicos acarretaria um aumento considerável das ações prescritas pelas normas de projeto. Então, para que as dimensões resultantes dos novos projetos fossem compatíveis com a experiência profissional dos engenheiros seria necessário reduzir os coeficientes de segurança à valores próximos da unidade.

Esta conduta teria desorganizado as atividades de projetar estruturas e as novas normas seriam rejeitadas pelo meio técnico.

Procedeu-se então de modo contrário.

As cargas prescritas pelas diferentes normas foram consideradas como sendo os valores característicos nominais e, assim, essas normas puderam ser mantidas sem alteração.

E o que representam esses valores característicos nominais?

A sua gênese vem do início do século XX, quando se consolidou a técnica de projetar estruturas, sendo necessário conhecer como esses valores das ações foram estabelecidos à luz do método das tensões admissíveis.

Ao contrário do que hoje possa ser considerado o caminho mais natural, como na época os ensaios de controle dos materiais das construções ainda eram incipientes, a normalização do projeto de estruturas foi feita da seguinte forma.

De início, os comitês normalizadores estabeleceram as cargas de projeto como sendo os maiores valores de atuação ainda plausível durante a vida útil da construção.

Foram valores estabelecidos subjetivamente.

A seguir, com esses valores das ações, passou-se ao cálculo das máximas tensões atuantes em estruturas de construções consideradas como bem construídas e esses valores foram adotados como tensões admissíveis.

Então, para a modificação de uma norma de projeto, do método das tensões admissíveis para o método dos estados limites, é preciso considerar que as tensões admissíveis foram estabelecidas supondo que na estrutura, em serviço normal, poderiam atuar, no máximo, as cargas que hoje são adotadas como valores característicos nominais.

Desse modo, na passagem de uma versão de norma para a outra, fazendo

$$\sigma_{act\,k,\,NOVO\,MODELO} = \sigma_{adm,\,ANTIGO\,MODELO}$$

onde $\sigma_{act\,k}$ é a tensão característica atuante e σ_{adm} é a tensão admissível, pode-se esperar que ambos conduzam a resultados equivalentes.

F.4 Modelo de segurança da NBR 7190:1982

O modelo de segurança adotado pela NBR 7190:1982 partia do método determinista de tensões admissíveis, impondo que as máximas tensões atuantes, em serviço normal, não deveriam ultrapassar as tensões admissíveis $\overline{\sigma}$ correspondentes[1)].

Em virtude de particularidades da estrutura anatômica do material, os arranjos estruturais usuais buscam explorar principalmente a resistência às tensões atuantes paralelamente as fibras da madeira.

Nessa situação, a NBR 7190:1982 impunha as seguintes condições de segurança:

$$\overline{\sigma}_c = 0{,}20\ \sigma_C$$

$$\overline{\sigma}_t = 0{,}15\ \sigma_F$$

$$\overline{\tau} = 0{,}10\ \tau_R$$

onde $\overline{\sigma}_c$, $\overline{\sigma}_t$ e $\overline{\tau}$ eram, respectivamente, as tensões admissíveis à compressão, à tração e ao cisalhamento, todas agindo paralelamente às fibras, e σ_C, σ_F e τ_R as correspondentes resistências, medidas em corpos de prova de madeira verde, isentos de defeitos[2)].

A resistência à compressão σ_C devia ser medida em pequenos corpos-de-prova prismáticos de 2 cm x 2 cm x 3 cm centímetros. A resistência à tração na flexão σ_F era medida em ensaios de flexão de corpos-de-prova prismáticos com 2 cm x 2 cm x 30 cm e a resistência ao cisalhamento τ_R medida em ensaio de cisalhamento direto, em corpos-de-prova quase cúbicos, com superfície imposta de fratura, de 5 cm x 5 cm[3)].

Em princípio, as condições de segurança eram dadas por expressões do tipo

$$\sigma_{máx.} \leq \overline{\sigma}$$

onde $\sigma_{máx.}$ representava as máximas tensões atuantes na estrutura sob ação das cargas de projeto, obtidas por uma combinação dos pesos próprios da construção e das cargas acidentais especificadas pelas diferentes normas que cuidam dos diversos tipos de construção.

F.5 Modelo de segurança da NBR 7190:1997

O modelo de segurança adotado pelo Projeto da NBR 7190/96 parte do método probabilista de estados limites.

A segurança em relação aos estados limites últimos é garantida impondo-se que, nas condições de cálculo, as solicitações atuantes S_d não superem os valores das solicitações resistentes R_d, ou seja,

$$S_d \leq R_d$$

Em princípio[4)], as solicitações atuantes de cálculo são determinadas por expressões do tipo

$$S_d = \gamma_f S_k$$

onde S_k representa as solicitações características, obtidas pela análise estrutural, admitindo-se que na estrutura atuem as ações características F_k, que são os valores especificados pelas diversas normas relativas às diferentes ações[5)].

O coeficiente γ_f é o coeficiente parcial de segurança correspondente à ponderação para os estados limites últimos.

Para os estados limites últimos, a ponderação usualmente significa uma majoração.

De modo análogo, os valores de cálculo das solicitações resistentes são determinados em função das resistências de cálculo dos materiais, definidas por expressões do tipo

$$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_m}$$

onde f_k é a resistência característica do material e γ_m representa os coeficientes de ponderação dos materiais, tanto da madeira quanto de seus elementos de ligação.

O coeficiente γ_m é de fato resultante do produto de outros três coeficientes parciais, sendo então

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$$

onde γ_{m1} cuida da variabilidade intrínseca do material dentro do lote considerado, γ_{m2} leva em conta as usuais diferenças anatômicas aleatórias existentes entre os materiais empregados na fabricação do corpo-de-prova e da própria estrutura, e γ_{m3} considera outras reduções da resistência efetiva, em relação à resistência teórica admitida no projeto, devidas às hipóteses imperfeitas adotadas no método de cálculo e aos defeitos localizados usualmente encontrados no material.

[1)] Ao longo do texto será feita, de modo progressivo, a transição da antiga para a nova simbologia da NBR 7190.

[2)] ABNT - Cálculo e execução de estruturas de madeira, NBR 7190:1982.

[3)] ABNT - Ensaios físicos e mecânicos de madeiras, MB-26:1940 (NBR 6230).

[4)] ABNT - Ações e segurança nas estruturas - NBR 8681:1984.

[5)] ABNT - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - NBR 6120:1980.

Quando considerado globalmente, o coeficiente de segurança γ_m leva em conta toda a possível aleatoriedade da resistência do material do lote empregado. Esta aleatoriedade leva à diminuição da resistência de suas porções mais fracas, as quais, em princípio, podem estar sendo empregadas nos pontos mais solicitados da estrutura.

Por sua vez, o coeficiente de modificação k_{mod} resulta do produto de outros três coeficientes parciais, sendo

$$k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3}$$

onde $k_{mod,1}$ leva em conta os efeitos das cargas repetidas ou da duração do carregamento, $k_{mod,2}$ considera possíveis variações de resistência ao longo do tempo em função da umidade e $k_{mod,3}$ cuida de diferenças entre a qualidade da madeira empregada na estrutura e a madeira empregada nos corpos-de-prova.

O coeficiente de modificação k_{mod} é um simples coeficiente de correção. Observe-se que o coeficiente k_{mod} não deve ser interpretado como um coeficiente de segurança, pois ele apenas corrige as conseqüências de condições existentes nos ensaios dos materiais, mas que não existirão na estrutura em projeto.

Com a formulação adotada, a resistência de cálculo da madeira é de fato determinada pela condição

$$f_d = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \frac{f_k}{\gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}}$$

Esta formulação, que introduz o coeficiente k_{mod} na própria definição do valor de cálculo f_d da resistência, não é usual, mas deverá, com o tempo, ser adotada para outros materiais estruturais[6)].

Para aplicação prática, a NBR 7190:1997 apresenta a formulação

$$f_{wd} = k_{mod} \frac{f_{wk}}{\gamma_w}$$

$$\text{com } k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3}$$

Um método de projeto estrutural de estados limites tem por virtude básica a garantia da segurança das estruturas, tendo em vista cada um dos possíveis modos de ruptura de seus elementos componentes.

O método probabilista de cálculo estrutural tem por virtude básica considerar a real aleatoriedade das propriedades que definem a resistência da estrutura.

O método probabilista de estados limites associa as vantagens destes dois caminhos, permitindo uma avaliação mais racional da segurança das estruturas.

F.6 Coeficientes de modificação

Para o estabelecimento dos valores dos coeficientes de modificação, consideram-se as seguintes idéias.

O coeficiente $k_{mod,1}$ é determinado em função de diferentes classes de carregamento, tendo valores únicos para madeira serrada, madeira laminada e colada, e madeira compensada, e valores diferentes para madeira recomposta, valendo, de acordo com a tabela 10 da NBR 7190:1997 (ver tabela F.1).

Tabela F.1 - Valores de $k_{mod,1}$

Classes de carregamento	Tipos de madeira	
	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
Permanente	0,60	0,30
Longa duração	0,70	0,45
Média duração	0,85	0,65
Curta duração	1,00	1,00
Instantânea	1,10	1,10

A caracterização das classes de carregamento (ver tabela F.2) é definida em 5.1.4 em função da duração acumulada da ação variável principal admitida na combinação de ações considerada, sendo

Tabela F.2 - Classes de carregamento

Classe de arregamento	Ordem de grandeza da duração acumulada da ação característica
Permanente	-
Longa duração	Mais de seis meses
Média duração	Uma semana a seis meses
Curta duração	Menos de uma semana
Instantânea	Muito curta

É oportuno salientar que, da mesma forma que faz o Eurocode nº 5[7)], foram adotados valores únicos para a madeira serrada, a madeira laminada e colada, e a madeira compensada. Nestes três tipos de madeira é mantida a orientação das fibras em suas direções preferenciais. Para a madeira recomposta, na qual se perde a orientação preferencial para as fibras da madeira, os valores adotados são diferentes e menores que os anteriores.

[6)] FUSCO, P.b. - Condição para a mudança do modelo de segurança nas normas de projeto de estruturas. EBRAMEM 1995. Belo Horizonte.

[7)] Eurocode nº 5 - Design of timber strucutures - 1991.

O coeficiente $k_{mod,2}$ (ver tabela F.3) é determinado, em 6.4.4, em função das classes de umidade (ver tabela F.3) definidas em 6.1.5, onde

Tabela F.3 - Valores de $k_{mod,2}$

Classes de umidade	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
(1) e (2)	1,0	1,0
(3) e (4)	0,8	0,9

sendo

Tabela F.4 - Classes de umidade

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio da madeira
1	$\leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$U_{amb} > 85\%$ durante longos períodos	$\geq 25\%$

Os valores prescritos para $k_{mod,1}$ e $k_{mod,2}$ são praticamente os mesmos adotados pelo Eurocode nº5. A diferença está em que o Eurocode nº5 apresenta tabelas de valores do produto $k_{mod,1} \times k_{mod,2}$. Uma análise desses valores mostra que os coeficientes podem ser individualizados, como agora foi feito.

Além dos valores acima referidos, esta Norma também preserva o valor $k_{mod,2}$ = 0,65 para madeira submersa, mantendo-se assim praticamente a redução imposta pelo item 63 da NBR 7190:1982 para esta situação.

O coeficiente de modificação $k_{mod,3}$ leva em conta o emprego de madeira de segunda qualidade.

Em princípio, os projetos de estruturas de madeira contemplam o uso de madeira verde de segunda categoria.

Dentro desta idéia, a NBR 7190:1982, em seu item 49, assinalava que as tensões admissíveis por ele prescritas decorriam do fato de serem referentes à madeira de segunda categoria e que, no caso de emprego de madeira de primeira categoria, esses valores poderiam ser aumentados em 40%.

A NBR 7190:1982 não especificava com rigor as condições para que a madeira pudesse ser considerada de primeira categoria.

A NBR 7190:1997 parte de idéias diferentes.

A referência adotada pela NBR 7190:1997 é a madeira de primeira categoria, seca a 12% de umidade. A partir daí, ela discrimina, com rigor, em 6.4.4, em que condições a madeira pode ser classificada como de primeira categoria.

O coeficiente parcial de modificação $k_{mod,3}$ é feito igual a 0,8 para madeira de segunda categoria e 1,0 para a de primeira categoria.

Com esta formulação, como se mostra neste trabalho, os coeficientes de segurança relativos à resistência da madeira tomam valores compatíveis com os adotados para outros materiais estruturais, desaparecendo os aparentes exageros que o modelo de segurança da NBR 7190:1982 sugeria existirem.

F.7 Resistências características da madeira

Em princípio, admite-se, conforme 6.4.2, que as resistências da madeira tenham distribuições normais e que seus valores característicos correspondam ao quantil de 5% das respectivas distribuições.

Deste modo, admite-se que

$$f_{wk} = f_{wm} - 1,645\, s_w$$

onde f_{wm} é o valor médio da resistência e s_w é o correspondente desvio-padrão.

O conceito de resistência característica de um material aplica-se rigorosamente apenas a seus lotes homogêneos.

Entende-se que a homogeneidade do lote existe quando as propriedades de seus elementos variam aleatoriamente, isto é, ao acaso, sem que haja grupos de elementos cujas propriedades possam ser consideradas como diferentes das de outros grupos.

Em particular, todas as amostras que possam ser retiradas de um lote homogêneo devem conduzir a estimativas estatisticamente equivalentes de seus parâmetros, que neste caso são o valor médio e o desvio-padrão da resistência.

De acordo com 6.4.8, os lotes homogêneos não devem corresponder a mais de 12 m^3.

Todas as resistências características consideradas correspondem à “condição-padrão de referência”, especificada em 6.2.6, que admite a umidade de equilíbrio da madeira de 12%.

Quando as investigações experimentais forem feitas com umidades U% diferentes do valor acima especificado, dentro do intervalo de 10% a 20%, os resultados devem ser apresentados com os valores corrigidos para 12%, por meio da expressão

$$f_{12} = f_{U\%}\left[1 + \frac{3\,(U\% - 12)}{100}\right]$$

Deve-se observar que desta expressão resulta

$$f_{12} = 1,24\, f_{20}$$

logo

$$\frac{f_{20}}{f_{12}} \cong 0,8$$

que é o valor de $k_{mod,2}$ decorrente das prescrições do Eurocode nº 5 para as classes 3 e 4 de umidade.

Esta expressão foi estabelecida pela generalização de uma simples interpolação linear do clássico diagrama apresentado pela figura 7 da MB-26:1940 (NBR 6230), admitindo-se que a resistência da madeira não sofra variações significativas para umidades acima de 20%.

A estimativa direta da resistência característica f_{wk} de um lote de madeira deve ser feita por um dos processos apresentados em 6.4.8.

A caracterização completa da resistência da madeira é estabelecida em 6.3.1.

No caso de espécies pouco conhecidas, é especificado em 6.3.2 como deve ser feita a caracterização mínima necessária ao emprego estrutural dessas madeiras.

Para as espécies pouco conhecidas, exige-se a determinação direta de f_{wk} por meio do ensaio de amostras com $n \geq 12$ exemplares. A partir destes resultados, determina-se a resistência característica pela expressão[8)]

$$f_{wk} = \left(2 \frac{f_1 + f_2 + \ldots f_{\frac{n}{2}-1}}{\frac{n}{2} - 1} - f_{\frac{n}{2}} \right) x\, 1{,}1$$

com $f_1 \leq f_2 \leq \ldots \leq f_n$

A função de estimação definida pela expressão entre parênteses fornece estimativas centradas, isto é, estimativas cuja média coincide com a resistência característica efetiva do lote examinado. Para evitar que 50% das estimativas sejam feitas por valores abaixo da verdadeira resistência característica, torna-se o estimador razoavelmente excêntrico, multiplicando-se por 1,1 a expressão anterior.

Deve-se observar que a função de estimação emprega apenas a metade menos resistente dos resultados, protegendo, deste modo, a estimativa da eventual mistura de elementos de dois lotes diferentes.

No caso de lotes de madeira das espécies usuais, em 6.3.3 permite-se a caracterização simplificada da resistência, a partir da realização apenas de ensaios de compressão paralela às fibras.

Neste caso, em 6.4.8 recomenda-se empregar a mesma função de estimação acima apresentada, não se considerando porém para f_{wk} valor menor que o do corpo-de-prova menos resistente, nem menor que 70% do valor médio.

A restrição de não se tomar valor inferior a f_1 decorre do fato de que o menor resultado da amostra já é uma estimativa pessimista de f_k, e que só é empregada quando há mistura descontrolada de materiais diferentes.

A restrição feita de não se tomar valor inferior a 70% do valor médio decorre do fato de que o valor efetivo do coeficiente de variação δ da resistência à compressão paralela, de lotes homogêneos de madeira, dificilmente atinge o valor de 18% [9), 10), 11)], que leva a

$$f_k = f_m\,(1 - 1{,}645\,\delta) = f_m\,(1 - 1{,}645 \times 0{,}18) = 0{,}70\, f_m$$

F.8 Ponto central da calibração da NBR 7190:1997

Como esclarecido em outro trabalho sobre a mudança do modelo de segurança nas normas de projeto de estruturas[11)], o critério básico de calibração de um modelo probabilista de estados limites em relação a um modelo determinista de tensões admissíveis deve ser o respeito à condição

$$\sigma_{act,k,MODELO\ NOVO} = \sigma_{adm,MODELO\ ANTIGO}$$

Tomando como ponto central da calibração os esforços de compressão paralela às fibras da madeira, têm-se:

MODELO ANTIGO

$$\bar{\sigma}_c = 0{,}20\, \sigma_C$$

ou, com a nova simbologia explicitando todas as hipóteses adotadas pela NBR 7190:1982,

$$\sigma_{adm,\ 2^a\ categoria} = 0{,}20\, f_{c0,m\ 2 \times 2 \times 3,\ verde}$$

onde $f_{c0,m}$ é o valor médio da resistência à compressão paralela, medida em corpos-de-prova de 2 cm x 2 cm x 3 cm, de madeira verde, isenta de defeitos.

MODELO NOVO

$$\sigma_{act,k} = \sigma_{act}\,(F_k) = \frac{\sigma_{act}\,(F_d)}{\gamma_f}$$

onde se admite o comportamento elástico linear da estrutura, sendo $\sigma_{act}\,(F_k)$ as tensões atuantes sob as ações características, F_k, e $\sigma_{act}\,(F_d)$ as tensões atuantes sob as ações de cálculo F_d, e γ_f o coeficiente de majoração das ações.

De acordo com o modelo de estados limites,

$$\sigma_{act}\,(F_d) = f_d$$

que para a madeira se expressa por

$$f_{wd} = k_{mod} \frac{f_{wk}}{\gamma_w}$$

Para a compressão paralela às fibras, sendo

$$f_{wc0,k} = f_{k,\ 5 \times 5 \times 20,\ 12\%}$$

---

8) FUSCO, P.B. - Fundementos estatíticos da segurança das estruturas. EDUSP/McGraw-Hill do Brasil. São Paulo, 1977.

9) FREITAS, A.R. - Probabilistic approach in the design of wood structures in Brazil based on the variability of 23 species. IPT. Publicação nº 1198. São Paulo, 1978.

10) Experimentação desenvolvida no Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira - LAMEM da Escola de Engenharia de São Carlos, USP.

11) FUSCO, P.B. - Condição para a mudança do modelo de segurança nas normas de projeto de estruturas. EBRAMEM 1995. Belo Horizonte.

a resistência característica medida em corpos-de-prova de 5 x 5 x 20 cm, isentos de defeitos, a 12% de umidade, tem-se

$$f_{c0,d} = k_{mod} \frac{f_{c0,k,\ 5\,x\,5\,x\,20,\ 12\%}}{\gamma_{w,c}}$$

Como

$$k_{mod} = k_{mod,1}\, k_{mod,2}\, k_{mod,3}$$

devendo o coeficiente $k_{mod,2} = 0{,}80$ transformar a resistência da condição seca para a condição saturada, em lugar de

$$f_{c0,d} = k_{mod,1}\, k_{mod,3} \frac{k_{mod,2}\ f_{c0,k,\ 5\,x\,5\,x\,20,\ 12\%}}{\gamma_{wc}}$$

pode-se escrever

$$f_{c0,d} = k_{mod,1}\, k_{mod,3} \frac{f_{c0,k,\ 5\,x\,5\,x\,20,\ saturada}}{\gamma_{w,c}}$$

Por outro lado, para estruturas submetidas a cargas de longa duração, $k_{mod,1} = 0{,}70$ e, quando feitas de madeira de segunda categoria, $k_{mod,3} = 0{,}80$

$$f_{c0,d} = 0{,}70 \text{ x } 0{,}80 \text{ x } \frac{f_{c0,k,\ 5\,x\,5\,x\,20,\ saturada}}{\gamma_{w,c}}$$

Para as espécies conhecidas, sabe-se que a favor da segurança pode ser aceita a relação

$$f_{c0,k} = 0{,}70\, f_{c0,m}$$

de onde resulta

$$f_{c0,d} = 0{,}70 \text{ x } 0{,}80 \text{ x } \frac{0{,}7\ f_{c0,m,\ 5\,x\,5\,x\,20,\ saturada}}{\gamma_{w,c}}$$

Deste modo, pelo modelo de segurança adotado pela NBR 7190:1997, deve-se ter

$$\sigma_{act,k} = \frac{f_{wd}}{\gamma_f} = 0{,}56 \text{ x } \frac{0{,}7\ f_{c0,m,\ 5\,x\,5\,x\,20,\ saturada}}{\gamma_{w,c}\ \gamma_f}$$

Igualando este valor à tensão admissível $\sigma_{adm,\ 2^a\ categoria}$ da NBR 7190:1982, obtém-se

$$0{,}56 \text{ x } \frac{0{,}7\ f_{c0,m,\ 5\,x\,5\,x\,20,\ saturada}}{\gamma_{w,c}\ \gamma_f} = 0{,}20\ f_{c0,m,\ 2\,x\,2\,x\,3,\ verde}$$

Admitindo que a eventual diferença entre $f_{c0,\ 2\,x\,2\,x\,3}$ e $f_{c0,\ 5\,x\,5\,x\,20}$ seja corrigida pelo coeficiente parcial γ_{w2} embutido em γ_w, resulta

$$\frac{0{,}56 \text{ x } 0{,}7}{\gamma_{w,c}\ \gamma_f} = 0{,}20$$

e adotando o valor usual $\gamma_f = 1{,}4$ referente às combinações normais de ações, tem-se

$$\gamma_{w,c} = \frac{0{,}56 \text{ x } 0{,}70}{0{,}20 \text{ x } 1{,}4} = 1{,}4$$

que é o valor adotado em 6.4.5.

É importante assinalar que a adoção de $k_{mod,3}$ com os valores 1,0 para madeira de primeira categoria e 0,8 para a de segunda categoria inverteu a postura adotada pela NBR 7190:1982, que fixava valores básicos de tensão admissível para a madeira de segunda categoria e permitia um aumento de 40% para a de primeira categoria.

Se esta postura antiga tivesse sido mantida, embora corrigindo o exagero de se dar uma diferença de 40% para o melhor material, reduzindo-a para apenas 25%, a adoção de $k_{mod,3}$ igual a 1,0 para a segunda categoria e 1,25 para a primeira categoria, levaria à adoção do valor $\gamma_{w,c}$ = 1,25 x 1,4 = 1,75, perdendo-se assim uma melhor percepção da verdadeira margem de segurança estabelecida pela norma.

F.9 Exemplo

A título de exemplo, deve-se considerar uma espécie de madeira muito empregada na construção de pontes, o Jatobá.

Os resultados experimentais mostram que em condições de laboratório

$$f_{c0,m,15\%} = 80 \text{ MPa}$$

Transformando esta resistência para a condição-padrão, pela expressão de 6.2.4, tem-se

$$f_{c0,m,12\%} = f_{c0,m,15}\left[1 + \frac{3(15-12)}{100}\right] = 80 \text{ x } 1{,}09 = 87{,}2 \text{ MPa}$$

Deste modo, resulta a resistência característica

$$f_{c0k,12} = 0{,}7 \text{ x } 87{,}2 = 61{,}0 \text{ MPa}$$

Todavia, admite-se que na estrutura haja pontos menos resistentes. A resistência em ensaio rápido destes pontos seria de

$$\frac{f_{c0,k}}{\gamma_c} = \frac{61{,}0}{1{,}4} = 43{,}6 \text{ MPa}$$

Sob ação de cargas de longa duração, em ambiente úmido, para estruturas construídas com madeira de segunda categoria, a resistência de tais pontos deve ser admitida com o valor

$$f_{c0,d} = k_{mod} \frac{f_{c0,k}}{\gamma_c} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \frac{f_{c0,k}}{\gamma_c}$$

sendo

$$f_{c0,d} = k_{mod} \frac{f_{c0,k}}{\gamma_c} = 0{,}8 \text{ x } 0{,}7 \text{ x } 0{,}8 \text{ x } 43{,}6 = 19{,}5 \text{ MPa}$$

A atuação de uma tensão com este valor poderá levar a estrutura à ruptura e, como conseqüência, em serviço, só poderão atuar cargas que levem à tensão

$$\sigma_{act,máx.} = \frac{f_{c0,d}}{\gamma_f} = \frac{19,5}{1,4} = 14 \text{ MPa}$$

De acordo com o método das tensões admissíveis adotado pela NBR 7190:1992, a máxima tensão atuante nesta estrutura deveria estar limitada a

$$\sigma_{máx.} = \sigma_{adm} = 0,20\, f_{c0,m,\, saturado}$$

que no caso vale

$$\sigma_{máx.} = 0,20 \text{ x } f_{c0,m,\,20\%}$$

onde

$$f_{c0,m,\,20\%} = \frac{f_{c0,m,12}}{1+3\left(\frac{20-12}{100}\right)} = \frac{87,2}{1,24} = 70,3\,\text{MPa}$$

resultando

$$\sigma_{máx.} = 0,20 \text{ x } 70,3 = 14\,\text{MPa}$$

F.10 Calibração na tração

De acordo com a NBR 7190:1982, na tração paralela às fibras, a tensão admissível $\bar{\sigma}_t$ devia ser imposta com o valor básico

$$\bar{\sigma}_t = 0,15\, \sigma_F$$

onde σ_F era o limite de resistência da madeira verde na flexão simples.

Com a nova simbologia, esta condição é expressa por

$$\sigma_{t0,adm} = 0,15\, f_{t0,M}$$

onde $f_{t0,M}$ representa a resistência à tração paralela no ensaio de flexão (M).

Embora a madeira tenha um comportamento nitidamente elastofrágil na tração paralela às fibras, o mesmo não ocorre na compressão paralela. Por esta razão, a determinação de $f_{t0,M}$ por meio de uma expressão de comportamento elástico linear não é correta, com clara tendência a ser superestimada a resistência à tração.

Este erro sistemático contra a segurança foi compensado pela NBR 7190:1982 pelo aumento do coeficiente de segurança à tração, tomando-se apenas 15% do resultado do ensaio e não 20% como era feito na compressão paralela.

Para a NBR 7190:1997 foi feita uma investigação direta da relação efetiva entre as resistências à tração e à compressão paralelas. Para isto, foi desenvolvido um novo corpo-de-prova, apresentado no anexo B.

Os resultados obtidos mostraram que se pode admitir a relação

$$f_{t0} \geq 1,3\, f_{c0}$$

não se podendo porém ignorar a fragilidade da ruptura à tração. Na falta de determinação experimental direta, em 7.2.7 é permitido que se admita esta relação entre $f_{wt,0}$ e $f_{wc,0}$.

Adotando o valor mínimo desta relação e impondo a mesma ordem de grandeza adotada pela NBR 7190:1982 para o aumento da segurança à tração em relação à compressão, tem-se

$$\sigma_{wt0,adm} = 0,15\, f_{wt0}$$

ou seja

$$\sigma_{wt0,adm} = 0,15 \text{ x } 1,3\, f_{wc,0} = 0,195\, f_{wc0}$$

isto é

$$\sigma_{wt0,adm} \cong \sigma_{wc0,adm}$$

que corresponde a

$$\gamma_{wt} = 1,3 \text{ x } 1,4 \cong 1,8$$

Com estes valores $\gamma_{wc} = 1,4$ e $\gamma_{wt} = 1,8$, as peças fletidas de madeira podem ser dimensionadas como se fossem feitas de material simétrico pois, em estados últimos

$$\sigma_{wcu} = \frac{f_{wc0}}{\gamma_{wc}} = \sigma_{wtu} = \frac{f_{wt0}}{\gamma_{wt}}$$

F.11 Calibração na compressão normal às fibras

De acordo com a NBR 7190:1982, tem-se:

$$\bar{\sigma}_n = 0,06\, \sigma_c\, \gamma'$$

ou seja, com a nova simbologia

$$\sigma_{c90,adm} = 0,06\, f_{c0,m}\, \gamma'$$

Por outro lado, como a NBR 7190:1982 adotava

$$\sigma_{c0,adm} = 0,20\, f_{c0,m}$$

resulta

$$\sigma_{c90,adm} = 0,06 \text{ x } 5\, \sigma_{c0,adm}\, \gamma'$$

ou seja

$$\sigma_{c90,adm} = 0,30\, \sigma_{c0,adm}\, \gamma'$$

onde o coeficiente γ' considera a extensão da carga normal às fibras, medida paralelamente às mesmas.

É importante assinalar que o ensaio de compressão normal às fibras não figura entre os ensaios normalizados pela MB-26:1940 (NBR 6230).

O ensaio normalizado por outros regulamentos, que emprega a compressão normal aplicada no meio de uma viga apoiada ao longo de seu comprimento, é na verdade

um ensaio de flexão de uma peça do tipo de um dormente ferroviário, não podendo ser aceito para aplicação em um método de estados limites.

O anexo B estipula um novo ensaio para a determinação de f_{c90}.

Os resultados obtidos com este novo ensaio mostraram que, na falta de determinação experimental específica, é mais prudente adotar a relação

$$f_{c90} = 0{,}25\, f_{c0}$$

que é quase igual à da NBR 7190:1982.

Esta relação foi incorporada à nova versão da norma em 7.2.7.

No caso de cargas aplicadas em uma das faces de peças fletidas, a NBR 7190:1997 adotou os mesmos coeficientes de correção designados por γ' na NBR 7190:1982 e indicados por α_n na NBR 7190:1997, resultando assim na relação

$$f_{c90,d} = 0{,}25\, f_{c0,d}\, \alpha_n$$

onde α_n é dado na tabela 13, com valores iguais aos da tabela de γ' da NBR 7190:1982.

F.12 Calibração no embutimento

Em princípio a resistência da madeira ao embutimento de um pino metálico colocado no interior de um orifício pode ser assimilada à correspondente resistência à compressão aplicada à área diametral do furo.

Deste modo, na NBR 7190:1997 foram adotadas as relações:

a) embutimento paralelo:

$$f_{e0,d} = f_{c0,d}$$

que é da mesma natureza que a recomendação da NBR 7190:1982, que adotava

$$\bar{\sigma}_p = 0{,}18\, \sigma_c$$

Com a nova simbologia, esta relação fica

$$\sigma_{e0,adm} = 0{,}18\, f_{c0,m}$$

que é praticamente a mesma adotada para a compressão paralela, pois

$$\sigma_{c0,adm} = 0{,}20\, f_{c0,m}$$

b) embutimento normal:

$$f_{e90,d} = 0{,}25\, f_{c0,d}\, \alpha_e$$

que é equivalente ao valor especificado pela NBR 7190:1982, dado pela relação

$$\bar{\sigma}_n = 0{,}045\, \sigma_c = 0{,}25\, \bar{\sigma}_p$$

que com a nova simbologia fica

$$\sigma_{e90,adm} = 0{,}45\, f_{c0,m} = 0{,}25\, \sigma_{e0,adm}$$

Deve-se observar que a NBR 7190:1997 incorporou no valor de $f_{e90,d}$ o coeficiente de correção α_e, dado pela tabela 14, com os mesmos valores apresentados pela NBR 7190:1982 na tabela IV de seu item 67, necessários ao cálculo de força admissível no embutimento normal.

F.13 Calibração no cisalhamento paralelo às fibras

A ruptura ao cisalhamento paralelo às fibras da madeira é de natureza frágil. Por esta razão o coeficiente de ponderação da resistência ao cisalhamento foi tornado igual ao da resistência à tração paralela, ou seja,

$$\gamma_{wv} = 1{,}8$$

resultando

$$f_{wv0,d} = \frac{f_{wv0,k}}{\gamma_{wv}}$$

Os ensaios realizados para a calibração desta Norma mostraram que para as coníferas é possível adotar a relação aproximada

$$f_{v0,m} = 0{,}20\, f_{c0,m}$$

e para as dicotiledôneas

$$f_{v0,m} = 0{,}16\, f_{c0,m}$$

O coeficiente de variação de f_{c0} pode ser adotado, a favor da segurança, como valor de 18% e o correspondente a f_{v0}, com 28%.

Desse modo, obtêm-se, respectivamente:

$$f_{c0,k} = f_{c0,m}\,(1 - 1{,}645 \times 0{,}18) = 0{,}70\, f_{c0,m}$$

$$f_{v0,k} = f_{v0,m}\,(1 - 1{,}645 \times 0{,}28) = 0{,}54\, f_{v0,m}$$

De acordo com a NBR 7190:1982 a tensão admissível ao cisalhamento era dada por

$$\tau_{adm} = 0{,}1\, \tau_R$$

onde $\tau_R = \tau_{Rm,sat}$ é o valor médio da resistência obtida no ensaio de cisalhamento feito com corpos-de-prova de madeira verde de segunda categoria.

Seguindo os mesmos raciocínios feitos na calibração da resistência à compressão paralela, igualando-se τ_{adm} a $\tau_{act,k}$, tem-se:

$$\tau_{adm} = 0{,}1\, \tau_{Rm,sat} = \tau_k = \frac{\tau_d}{\gamma_f}$$

e sendo

$$\tau_d \leq f_{vd,12\%}$$

obtém-se

$$0{,}1\, \tau_{Rm,sat} = \frac{f_{vd,12\%}}{\gamma_f} = \frac{k_{mod} \times (f_{vk,12\%})}{\gamma_f\, \gamma_{wv}} = \frac{k_{mod} \times (0{,}54\, f_{vm,12\%})}{\gamma_f\, \gamma_{wv}}$$

Por outro lado, sendo

$$k_{mod} = k_{mod,1} \times k_{mod,2} \times k_{mo,3}$$

e

$$f_{vm,sat} = f_{vm,12\%} \times k_{mod,2}$$

tem-se

$$0,1\ \tau_{Rm,sat} = \frac{k_{mod,1} \times k_{mod,3} \times (0,54\ f_{vm,sat})}{\gamma_f\ \gamma_w}$$

Deste modo, sendo

$$f_{vm,sat} = \tau_{Rm,sat}$$

resulta

$$\gamma_w = \frac{0,6 \times 0,8 \times 0,54}{0,1 \times 1,4} \cong 1,8$$

Nestas condições, com γ_{wc} = 1,4 e γ_{wv} = 1,8, e para as coníferas com $f_{v0,m}$ = 0,20 $f_{c0,m}$, tem-se

$$\frac{f_{v0,d}}{f_{c0,d}} = \frac{k_{mod} \times f_{v0,k} \times \gamma_{wc}}{\gamma_{wv} \times k_{mod}\ f_{c0,k}}$$

de onde

$$\frac{f_{vd}}{f_{c0,d}} = \frac{\gamma_{wc}}{\gamma_{wv}} \frac{0,54\ f_{vm}}{0,70\ f_{cm}}$$

logo

$$\frac{f_{vd}}{f_{c0,d}} = 0,20 \frac{0,54 \times 1,4}{0,70 \times 1,8} = 0,12$$

Para as dicotiledôneas, sendo $f_{v0,m}$ = 0,16 $f_{c0,m}$, resulta

$$\frac{f_{vd}}{f_{c0,d}} = \frac{0,16}{0,20}\ 0,12 = 0,096 \cong 0,10$$

/Índice alfabético

Índice alfabético